博 士 論 文

地震を起因とする盛土ならびに自然斜面の崩壊発生機構とその危険度評価に関する研究

平成 20 年 1 月

神戸大学大学院自然科学研究科

鳥居　宣之

目　　次

第１章　序論・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 1

１．１　本研究の背景・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 1

１．２　本研究の目的・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 3

１．３　既往の研究・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 4

１．３．１　地震時の盛土の安定性評価に関する既往の研究・・・・・・・・・ 4
１．３．２　地震時の山腹斜面崩壊に関する既往の研究・・・・・・・・・・・ 7
１．３．３　地震後の降雨による斜面崩壊に関する既往の研究・・・・・・・・ 10

１．４　本研究の構成・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 11

参考文献・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 13

第２章　地震時における盛土の安定性評価手法に関する検討・・・・・・・ 17

２．１　はじめに・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 17

２．２　過剰間隙水圧を考慮した修正ニューマーク法の提案・・・・・・・・・ 19
２．２．１　はじめに・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 19
２．２．２　ニューマーク法の概要・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 19
２．２．３　過剰間隙水圧の簡易算定手法・・・・・・・・・・・・・・・・・ 22
２．２．４　修正ニューマーク法の提案・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 25
２．２．５　本手法の適用性の検討・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 28
２．２．６　まとめ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 35

２．３　盛土の地震時安定性検討における信頼性解析の有用性の検討・・・・・ 37
２．３．１　はじめに・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 37
２．３．２　信頼性設計法の理論・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 37
２．３．３　地盤の空間的不均質性を考慮した信頼性解析・・・・・・・・・・ 40
２．３．４　不均質パラメーター間の相関関係・・・・・・・・・・・・・・・ 44
２．３．５　被害事例を用いた信頼性解析の有用性の検討・・・・・・・・・・ 45
２．３．６　まとめ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 54

２．４　まとめ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 56

参考文献・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 59

第３章　地震により発生した山腹斜面崩壊地の実態ならびに
斜面崩壊発生危険度評価手法の提案・・・・ 61

３．１　はじめに・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 61

３．２　地震による斜面崩壊地の地形的特徴・・・・・・・・・・・・・・・・・ 63
３．２．１　はじめに・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 63
３．２．２　斜面崩壊発生位置の特徴・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 63
３．２．３　地形図から求めた斜面崩壊地の地形立地条件・・・・・・・・・・ 64
３．２．４　数値標高モデルから求めた斜面崩壊地の地形立地条件・・・・・ 71
３．２．５　まとめ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 83

３．３　トップリング型斜面崩壊の発生危険度評価手法・・・・・・・・・・・・ 84
３．３．１　はじめに・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 84
３．３．２　トップリング型崩壊の発生メカニズム・・・・・・・・・・・・・ 85
３．３．３　階段状の基盤に生じるトップリングの極限平衡解析モデル・・・ 89
３．３．４　地震時のトップリング型斜面崩壊の危険度評価手法の提案・・・ 93
３．３．５　モデル斜面への適用結果・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 96
３．３．６　崩壊斜面への適用結果・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 101
３．３．７　まとめ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 103

３．４　まとめ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 105

参考文献・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 107

第４章　地震後の降雨による斜面崩壊発生に及ぼす地震動の影響・・・・ 109

４．１　はじめに・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 109

４．２　地震後の降雨による斜面崩壊地の地形的特徴・・・・・・・・・・・・・ 112
４．２．１　はじめに・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 112
４．２．２　斜面崩壊発生位置の特徴・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 112
４．２．３　地震後の降雨による斜面崩壊地の地形立地条件・・・・・・・・・ 112
４．２．４　まとめ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 125

４．３　山腹斜面における地震動応答特性ならびに
それに及ぼす要因に関する解析的検討・・・・・ 127
４．３．１　はじめに・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 127
４．３．２　斜面崩壊地ならびに非崩壊地を対象とした現地調査・・・・・・ 127
４．３．３　斜面崩壊地ならびに非崩壊地を対象とした地震応答解析・・・・ 139
４．３．４　地震動応答特性に及ぼす地形形状ならびに表土層厚の影響・・・ 152
４．３．５　まとめ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 164

４．４　地震後の降雨を起因とする斜面崩壊の発生機構に関する実験的検討・・　167
４．４．１　はじめに・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・　167
４．４．２　一面せん断試験による不撹乱土ならびに撹乱土の
せん断強度の比較・・　167
４．４．３　石こう混じりまさ土供試体の強度特性の検討・・・・・・・・・・　171
４．４．４　繰返し三軸圧縮試験機による繰返し荷重及び水浸が
土の強度特性に及ぼす影響に関する検討・・　175
４．４．５　地震後の降雨による斜面崩壊発生機構・・・・・・・・・・・・・　183
４．４．６　まとめ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・　184

４．５　まとめ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・　186

参考文献・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・　190

第５章　結論・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・　193

謝　辞

第１章　序論

１．１　本研究の背景

神戸市街域は背後に六甲山系を有し，これまで豪雨に伴う土砂災害を幾度も経験してきた．平成 7 年（1995 年）1 月 17 日に発生した兵庫県南部地震により六甲山系南麓部の宅地造成地内では，盛土箇所においてのり面変形や地盤変状被害が多数発生し，西宮市仁川百合野町では 34 名もの尊い人命が失われるといった人的被害が発生した．一方，六甲山系では多くの斜面崩壊が発生し，その数は 747 ヵ所といわれている．

これまで，大規模な地震発生時には，宅地造成地内の宅地盛土や道路盛土や鉄道盛土などの盛土構造物では，のり面変形や地盤変状などの斜面災害が発生してきており，宅地造成盛土での被害事例としては，昭和 43 年（1968 年）に発生した十勝沖地震以降，数多く報告されるようになってきている．我が国では高度経済成長期において，政策的に誘導された大都市への人口集中が宅地開発の圧力となり，その結果，新たな住宅地が都市およびその周辺の丘陵地に大規模な地形改変を伴って数多く造成されてきた背景がある．そのため，大規模な地震時に崩壊が発生する可能性のある宅地造成盛土は全国に多数存在しており，このような地震による宅地造成地内での盛土構造物の崩壊については多くの人的被害，住宅地被害ならびに公共施設などの被害が発生することが懸念されている [1)]．また，道路盛土や鉄道盛土，河川堤防などは通常，長距離にわたる線形構造物であるゆえ，その区間のどこか一箇所でも被災した場合，その程度によっては復旧に時間がかかり，社会基盤としての機能が長期間損なわれることになる．すなわち，鉄道盛土や道路盛土が被災すれば周辺交通網の寸断，河川堤防が被災すれば堤防の決壊，さらには洪水被害などが生じる可能性を含んでおり，直接的被害のみならず，その後の社会経済的影響は計り知れないものがある．

従来，盛土の耐震設計は，空港やフィルダム，軟弱地盤上の盛土，補強土壁などの特別な盛土に対しては行われていたが，宅地造成地，道路や鉄道などの一般的な盛土に対しては，法面勾配や盛土材料，締固め規定[例えば, 2), 3)]などの施工管理によって構築されてきており，特に耐震設計が行われることはなかった．このように，耐震設計がほとんど行われて来なかった背景には,経験的にある程度の耐震性が確保されていたという実績があること，盛土は比較的復旧が容易であるため壊滅的な破壊さえ防止できればよいことなどが挙げられる [4)]．しかし，兵庫県南部地震以降，このような盛土構造物においても，その被災が与える社会的重要性を考慮し，耐震設計の見直しが進められてきており，各種基準類[例えば, 5), 6), 7), 8)]が整備されてきた．しかしながら，鉄道盛土 [8)]を除き，道路や宅地盛土をはじめとする盛土構造物に対して耐震設計が要求されているのは，重要度が高い，あるいは復旧が困難であるなどの特殊な盛土に限られており [9)]，また，そのほとんどの基準類で，円弧すべり法に震度法を適用した手法により，想定すべり面上の極限状態における抵抗力と滑動力の比較により，地震時の安定性が検討されるに留まっている．一方，土木学会 [10)]では，盛土といえども L2 地震動（発生確率は低いが断層近傍域で発生するような極めて激しい地震動）に対して耐震性を確保する必要があることを提言しており，盛土の耐震設計にお

いて，構造物の用途に応じて要求される耐震性を明確にし，重要度，復旧の容易さなどを考慮して，地震動レベルに対する具体的な機能を規定する性能照査型設計を実施しようとする流れを受けて，現在，各種基準類の見直しが進められている[9]．また，実際の盛土では軽微な沈下・亀裂から完全な崩壊に至るまで様々な被害が生じており，上述したような円弧すべり法に震度法を適用した照査法による破壊・非破壊のみの概念では，すべての被害程度を表現できない．つまり，地震時の盛土の安定性を評価する場合，崩壊が発生するか否かを判定するのではなく，地震後にどの程度の被害が生じるかを評価することが必要となる．一般に，盛土構造物の耐震性能に関しては，被災盛土の復旧の観点から，地震後における盛土天端の沈下量，すなわち残留変位量を算定することが最も重要であるといえる．以上のことから，盛土の耐震性評価においては，地震後にどの程度の残留変位量が生じるのかを精度良く算定する手法が求められているといえよう．

一方，大規模な地震時にはこのような盛土での災害だけでなく，山地や丘陵地といった山間地でも，斜面土砂移動現象が数多く発生しており，これらの斜面土砂移動現象によって，時には尊い人命が奪われ，建物や道路などの構造物が破壊されるなどの人的・物的災害が発生する．我が国は，国土の約 70%が急峻な山地で占められており，地震による山腹斜面での斜面災害対策は地震災害対策にとって重要な課題であるといえる[11]．地震による斜面災害の対策について考える場合，一番知りたいのはその斜面の崩壊の起こりやすさと，もし起こった場合の崩壊形態（規模を含む）であり，起こりやすさは崩壊発生の予知・予測の参考資料として，崩壊形態は対策施工時の基礎資料として，いずれも防災・減災対策を考える上で欠かせないものである[12]．我が国における地震による大規模な斜面災害事例としては，宝永 4 年（1707 年）の宝永地震（M8.4）による大谷崩[13]（日本の 3 大崩れの 1 つ，崩壊面積：1.8km^2，比高：700m，崩壊土量：1 億 2,000 万 m^3)や安政元年（1854 年）の安政東海地震（M8.4）による七面山大崩れ[14]（崩壊面積：0.57km^2，比高：350m 以上)，昭和 59 年（1984 年）の長野県西部地震（M6.8）による御岳大崩れ[15]（崩壊土量：3,600 万 m^3）などがある．しかしながら，我が国ではこのような大規模崩壊の発生頻度は極めて低く，地震による斜面土砂移動現象の中では発生頻度の高いものとしては，表層崩壊，落石,岩盤崩壊などの急傾斜地での比較的小規模な斜面崩壊があげられる.上述したように，兵庫県南部地震時により六甲山系では，700 箇所を超える山腹斜面崩壊が発生し，そのほとんどが小規模な斜面崩壊であった．このような斜面崩壊は，大規模崩壊に比して規模は小さいものの，発生件数が多いことから斜面災害の起こる確率は大規模崩壊に比して高いといえる．近年の都市域の山地部分へのスプロール化の影響もあって，このような斜面崩壊による土砂災害は，これまでの「山地災害」という概念から「都市災害」といったような概念に変わりつつある[16]．兵庫県南部地震では，幸いにも六甲山地内で発生した斜面崩壊による人的被害はなかったものの，今後の地震時の斜面防災・減災の観点からは，このような斜面崩壊地の実態ならびに崩壊発生メカニズムを明らかにし，それらに基づく危険度評価手法の構築が必要であろう．

また，六甲山系では兵庫県南部地震後の降雨に伴って崩壊の拡大や新規崩壊が発生しており，その数は地震時の斜面崩壊を上回る 935 箇所（地震直後から 1995 年 10 月末まで）に至っている．この地震後の斜面崩壊発生の誘因となった降雨としては，5 月と 7 月にま

とまった降雨が観測されているが，これらの降雨量は地震前 10 年間の降雨量と比較しても，時間雨量，日雨量，年間雨量のいずれにおいても，ほぼ平年並の降雨量であった．また，冨田ら [17]も，兵庫県南部地震後の崩壊地の拡大が顕著であった鶴甲地区の崩壊地を対象に，地震前後の降雨量を比較検討しており，地震前の降雨量に比して少ない降雨量で崩壊が発生していたことを明らかにしている．六甲山系では昭和 13 年（1938 年）の阪神大水害をはじめとして，昭和 36 年（1961 年），昭和 42 年（1967 年）の豪雨による斜面崩壊が発生している．大災害と言われた昭和 42 年（1967 年）7 月の豪雨では，3 日間で総雨量 371.2mm，最大日雨量 319.4mm，の降雨があり，3,775 ヶ所で斜面崩壊が発生したと報告 [18]されている．この降雨量と比較しても，兵庫県南部地震後の降雨量は 900 カ所を超えるような崩壊を引き起こす降雨量ではなかったといえる．このことは，言い換えれば，兵庫県南部地震直後には地震動の影響を受けたにもかかわらず，崩壊には至らなかった斜面が数多く六甲山系には存在しており，それらの斜面において地震前では崩壊発生には至らないような少ない降雨量であったにもかかわらず，崩壊が発生したことが考えられる．このような地震後の降雨による斜面崩壊の発生は，平成 12 年（2000 年）の新島・神津島近海地震 [19]，平成 13 年（2001 年）の芸予地震 [20, 21]などでも報告されている．地震や降水量の多い我が国の特徴を考えれば，大規模な地震発生後には，上述したような地震後の降雨を起因とした斜面崩壊が発生し，それにより災害が発生する可能性が懸念される．よって，地震を起因とする斜面崩壊としては，地震時に発生する斜面崩壊のみならず，その後に発生する斜面崩壊に対しても考える必要があるといえる．

１．２　本研究の目的

上述したように大規模な地震発生時には，宅地盛土や道路盛土などの盛土斜面での被害が多発しており，一方，山地部でも数多くの斜面崩壊が発生し，さらに地震後には降雨に伴って，さらなる斜面崩壊が発生している．兵庫県南部地震以降，我が国では大規模な地震の発生頻度が高くなっており，毎年のように各地で地震による人的・物的被害が生じており，今後もこのような斜面災害による多くの人的被害，物的被害が発生することが懸念される．このような地震を起因とする盛土や自然斜面における斜面災害の被害軽減を図るためには，対策工などで崩壊発生そのものを食い止める「ハード」的な対策や，危険が迫れば避難する，あるいは危険な区域に人家を造らないなどといった「ソフト」的な災害回避策などの防災・減災対策を講じることが必要である．そのためには地震を起因とする盛土や自然斜面における崩壊発生機構を明らかにし，それらに基づく危険度評価手法により斜面災害危険度を定量的に評価し，評価結果に基づいた適切な防災・減災対策が講じられることが重要である．

以上のことから，本論文では，地震を起因とする盛土や自然斜面における斜面災害軽減を図る上で重要となる斜面崩壊発生機構の究明と危険度評価手法を構築することを目指して，1)地震時における盛土の安定性評価手法に関する検討，2)地震により発生した山腹斜面崩壊地の実態ならびに斜面崩壊発生危険度評価手法の提案，3)地震後の降雨による斜面崩壊発生に及ぼす地震動の影響に関する検討を行うことを目的とする．

具体的には，まず，盛土構造物の耐震性能に関して，被災盛土の復旧の観点から地震後

における盛土天端の沈下量，すなわち残留変位量が最も重要であり，耐震設計においては地震後の盛土にどの程度の残留変位量が生じるのかを精度良く算定する必要があると考え，地震時における盛土の安定性評価手法として，残留変位量算定手法に関する検討を行う．

つぎに，斜面崩壊の起こりやすさの条件を知ることは斜面崩壊発生の予知・予測の参考資料として欠かせないものである[12)]ことから，地震を起因とした斜面崩壊発生箇所の実態を明らかにすることを目的として，兵庫県南部地震時に六甲山系で発生した山腹斜面崩壊を対象として地形立地解析を行い，斜面崩壊地の場の条件としての地形的特徴を明らかにするとともに，岩盤斜面において地震時に発生しやすい崩壊様式であるトップリング型崩壊に着目し，この崩壊様式の斜面崩壊危険度評価手法の提案を行う．最後に，地震後の降雨による斜面崩壊は，崩壊発生の最終的な誘因は降雨であるが，地震動が大きく影響したと考えられるため，地震動が地震後の降雨による斜面崩壊発生に及ぼした影響について，解析ならびに実験検討を行い，地震後の降雨による斜面崩壊発生メカニズムの考察を行う．

１．３　既往の研究

地震を起因とする盛土や自然斜面の斜面崩壊発生機構ならに危険度評価手法に関しては，これまでに様々な研究が数多く行われているが，本論文において検討を行う以下の内容に関わる既往の研究を以下に示す．

（１）地震時の盛土の安定性評価に関する研究
- 盛土斜面の地震時残留変位量算定手法に関する研究
- 盛土を対象とした信頼性解析に関する研究

（２）地震時の山腹斜面崩壊ならびに危険度評価に関する研究
- 地震による山腹斜面崩壊地の地形的特徴に関する研究
- トップリング型斜面崩壊の発生危険度評価手法

（３）地震後の降雨による斜面崩壊に関する研究

１．３．１　地震時の盛土の安定性評価に関する既往の研究

（１）盛土斜面の地震時残留変位量算定手法に関する既往の研究

地震時における盛土斜面の残留変位量を算定する手法としては，極限釣り合い法を応用した簡便手法（以下，簡便手法と称する）と複雑な構成則に基づく有限要素法などの地震応答解析による手法とに大別される．これらの手法は，それぞれ正確さ，厳密さの異なったレベルで地震時の斜面安定問題を表現しており，それぞれに解析に応じて必要となるパラメータが異なっている．複雑な構成則に基づく有限要素法は，より正確に地震時斜面の挙動を表現できるが，一般に使用するパラメータが多いため，多くの調査費用等が必要となり経済的な問題が発生する場合や既設盛土の耐震性の評価においては，十分なパラメータを得ることが困難な場合には，詳細な地盤情報を得ることができないため，その解析結

果の精度に問題が生じることが考えられる．一方，簡便な手法は解析精度は若干劣るものの比較的使用するパラメータが少なく，かつ短時間で変位量を算定することができるという利点を持っている．このような利点から，多数の既設盛土の中から地震対策の必要な盛土を選定する場合や設計時の目安として，できるだけ労力を抑え，安価にすばやく必要な精度で結果を知ることができる簡便法の確立は非常に重要であるといえる．このような背景から，簡便手法に関しては，以下に述べるような研究が行われている．

地震時における盛土斜面の残留変位量を比較的簡便に算定する手法が，Newmark[22)]，Makdisi and Seed [23), 24)]などによって提案されている．Newmark[22)]によって提案された手法は，水平面上の土を剛体と仮定し，加速度の継続時間を用いて，摩擦力を超える加速度が土塊に働いた場合にその土塊がすべるものとして，変位量を簡易的に時刻歴で求める手法である．一方，Makdisi & Seed[23), 24)]によって提案された手法は，有限要素法による解析結果と Newmark[22)]の手法を用いた解析結果とを一連の解析手順につなぎあわせ，より簡易に地震時斜面の残留変位量を算定する手法である．この手法に関する我が国での適用例は少なく，この手法で用いられている加速度曲線が日本の堤体斜面に適用できない点や，変位量曲線を盛土斜面に作用する地震動を表すパラメータではなく，地震の規模を現すマグニチュードという指標で評価している点など多くの問題点があり，この手法を用いることは困難であることが指摘されている [25), 26)]．Newmark[22)]によって提案された手法に関してはこれまで数多くの検討がなされてきている．Goodman and Seed[27)]は，Newmark[22)]の手法と土層実験の結果を比較し，Newmark[22)]の手法による解析結果は砂を用いた土層実験の結果を良好に再現していると報告している．一方，我が国でも堀井ら [28)]が，この手法を円弧すべり面上のモーメントの釣り合い式から回転変位量を求める方法に発展させており，通常，我が国においてニューマーク法と呼ばれているのは堀井ら [28)]の方法であり，鉄道盛土 [5)]では L2 地震動に対する変形量計算法として，ニューマーク法による変形照査が行われている．館山ら [29), 30)]は，鉄道盛土において中規模及び大規模地震動を与えて滑動変位量を算定し，盛土高，最大加速度や土質の違いによる変位量に対しての影響を調べており，ニューマーク法は盛土の耐震性評価手法として有効であるとしている．鵜飼ら [31)]は，モデル化した単純斜面において動的弾塑性 FEM による方法よりすべり変位量を評価し，ニューマーク法による解析結果と比較を行っている．その結果，斜面全体が 1 次モードで振動するとき，ニューマーク法はすべり変位量を良好に予測するが，2 次モードで振動するときには，すべり変位量を過小評価することを指摘している．川辺ら [32)]は，単純斜面において非線形動的 FEM とニューマーク法により求めた残留変位量の比較を行っている．ここで，ニューマーク法に入力する地震波形として基盤入力波の震度換算波形を用いた場合と，等価線形解析（FLUSH）により求めたすべり面内の土塊に働く水平慣性力の平均値に等価な水平震度である等価瞬間水平震度を用いた場合では，後者の場合，すなわち盛土の動的効果を考慮したほうが動的解析で算定された残留変位量と比較的近い値を示すとしている．加藤ら [33)]は，動的遠心模型載荷実験とニューマーク法の比較を行っており，ニューマーク法で算定された残留変位量は工学的な必要精度において実験結果を説明でき，盛土の耐震性照査手法として実用可能であるとしている．しかし，すべり面の設定により残留変位量の値に大きく影響するとの問題点も指摘している．一方，ニューマーク法の問題点を指摘

し，その拡張モデル開発などの研究も行われている．山上ら[34)]はすべり面の設定に関しての問題点を指摘し，地震応答解析と臨界すべり面探索法（DP 法）を連動させ，ニューマーク法を発展させた手法を提案している．佐藤ら[35)]は，ニューマーク法は残留変位量を剛体のすべりで扱うため，本来地盤が有しているひずみ軟化性が考慮できていないことを指摘し，ロックフィルダムにおいて，実験により求まるひずみ軟化特性をニューマーク法と組み合わせる手法の提案を行っている．また，地震時の盛土被害事例では，盛土内に高い地下水位が存在していた事例が数多く報告[例えば, 36), 37), 38), 39)]されている．江川ら[40), 41)]は，道路盛土について地下水位が盛土内に存在する場合，地震時に発生する過剰間隙水圧が盛土の耐震性に大きく影響することを動的遠心動台実験により明らかにしている．また，橋本ら[42)]は，兵庫県南部地震で被災した盛土に対して過剰間隙水圧を考慮することにより，その斜面崩壊を説明できるとしている．このように過剰間隙水圧が盛土の耐震性に大きな影響を及ぼすことから残留変位量を算定する際，地震によって発生する過剰間隙水圧は無視できないと考えられる．上述したように，ニューマーク法に関しては手法の適用性の検討や実務への適用など様々な研究機関によって研究されているが，地震時の残留変位量算定において重要となる過剰間隙水圧に関しての検討はなされていない．

（２）盛土を対象とした信頼性解析に関する既往の研究

詳細な耐震設計を行う場合，簡便法に比してより詳細に地震時斜面の挙動を表現できることから地震応答解析による検討が必要である．このような解析を行う場合，その算定手法の精度向上もさることながら，算定に用いる入力物性値の精度も当然のことながら解析結果に大きな影響を与えるため重要な要因である．一般に，地盤はその材料特性として不均質性を有していることが知られており，入力物性値の取得のためには詳細な地盤調査が必要である．しかしながら，上述した理由から，多くの場合は限られた調査結果をもとに物性値を設定し，地盤は均質であると仮定して確定論的な検討が通常行われてきた．その一方で，地盤に存在する材料特性としての不均質性が構造物に与える影響について詳細に検討する試みも行われてきた．これらは，地盤の不均質性を確率論的に取り扱い，各種の統計的手法を用いて対象とする構造物の破壊確率を算定するものであり,信頼性設計法[43), 44), 45), 46)]と呼ばれている．信頼性設計法は，幅広い分野においてその適用性が検討されており，地盤工学の分野においても，盛土構造物の安定解析に適用された例がある．松尾・黒田[47). 48), 49)]は，円弧すべり法による安全率を用いた盛土の設計に対し，信頼性設計法を適用した検討を行っている．これらの研究では，地盤の不均質性を考慮するため，強度定数を変動させ,モンテカルロシミュレーションによる信頼性解析を行っている.その結果，地盤の不均質性の度合いが大きくなるに従い，盛土の破壊確率が上昇することを示している．北浦・池本[50)]は，盛土構造物を対象に震度法を適用した円弧すべり法において，強度定数の不均質性に加え，地震動強さの不確定性に着目し，1 次ガウス近似法（FOSM）による信頼性解析を行っている．この研究では地震動強さの不確定要素は，震度法に用いる水平震度として扱われている．その結果，地盤の不均質性および地震動の不確定性の度合いが大きくなるに従い，盛土の破壊確率が上昇することを示している．土田・湯[51)]は，港湾構造物を対象に，信頼性設計法を用いて地盤の不均質性を考慮した際の円弧すべり法によ

る安全率の最適値に関する検討を行っている．この研究では，従来の松尾・黒田[47), 48), 49)]による円弧すべり法による信頼性解析の問題点であったモンテカルロシミュレーションの各試行においてすべり円弧を固定していた点に着目し，試行毎に臨界円の探査を行うように信頼性解析の手法を改良している．その結果，地盤の不均質性の度合いが大きくなるに従い安全率の平均値が低下するという結果を得ている．山下・田中[52)]も，盛土構造物を対象に，震度法を適用した円弧すべり法に対してモンテカルロシミュレーションによる信頼性解析行い，その結果，地盤の不均質性を考慮することにより，盛土の破壊形状や安全率が低下するという結果を得ている．このように，盛土を対象とした信頼性解析に関する研究がこれまで数多く行われてきているが，これらはあくまで盛土の静的な安定解析に適用されたものであるといえる．

一方，地盤の動的問題に適用した研究事例としては，高橋・國生[53)]，畠中・室野[54)]，中村[55)]などの研究事例があるが，いずれも表層地盤のような単純な構造を対象としており，盛土の動的問題に対する検討は行われていない．一方，高野ら[56)]は，液状化地盤上の河川堤防を対象とし，2 次元非線形有効応力解析を行っている．不均質パラメータとしては複数設定しているが，結果的に液状化強度曲線の傾きおよび液状化強度の不均質性に帰着させて地盤の不均質性の影響を検討している．この研究では，モンテカルロシミュレーションは行われず，確定解析と平均値より±σで変動させた確定的な解析結果の比較のみを行っている．評価パラメータとしては，盛土天端の沈下量に着目し，平均値±σの入力値を用いた解析を行い，それぞれに対応する応答値を算定し，それより応答値の確率分布を仮定することにより,信頼性設計が行える可能性があることを示している.以上のことから，盛土を対象とした信頼性解析に関する既往の研究としては，そのほとんどが盛土の静的な安定解析に適用されたものであり，本研究で対象としているような盛土の動的問題に関する検討は，ほとんど行われていないといえる．

１．３．２　地震時の山腹斜面崩壊に関する既往の研究

（１）地震による山腹斜面崩壊地の地形的特徴に関する既往の研究

地震による山腹斜面崩壊地の特徴に関する研究は，これまで数多く報告されている．昭和 53 年（1978 年）の伊豆大島近海地震による崩壊地の特徴[57)]として，斜面形状としては，そのほとんどが上昇型（凸型）もしくは平行型（直線型）斜面であり，斜面勾配が 40°以上が多く，発生場所としては斜面肩部が多く，崩壊面積は 1,000m^2 以下が多いとしている．また，方向性に関しては断層との関係があるとしている．さらに，誘因の相違による崩壊地の特徴として**表－1.1**[57)]のようにまとめている．**表－1.1**[57)]より，誘因が異なれば崩壊発生場所の地形条件が異なっていることがわかる．

奥園ら[12)]は，過去の地震による斜面崩壊地の実態を明らかにするため，昭和 24 年（1949 年）の今市地震，昭和 39 年（1964 年）の新潟地震，昭和 43 年（1968 年）のえびの地震，昭和 49 年（1974 年）の伊豆半島沖地震，昭和 50 年（1975 年）の大分県中部地震，昭和 53 年（1978 年）の伊豆大島近海地震で発生した斜面崩壊地を対象に崩壊地の特徴を明らかにしている．その結果，斜面勾配については 31～40°以上で崩壊しやすく，それ以下では崩壊しにくい傾向であり，反対にさらに勾配が急になるにつれ崩壊しやすさは顕著になる

としている．また，斜面の横断形としては，傾向としては直線型が崩壊しやすくなっているが，えびの地震では凸型が多いとし，縦断形に関しては複合型・上昇型が崩壊しやすいとしている．さらに，遷急線（傾斜変換点を結んだ線）を含む斜面が崩壊しやすい傾向が認められるとしている．また，地震による斜面崩壊の起こりやすさの地形要因として，寄与率が高いものを表－1.2[12)]のようにまとめ，これらの誘因を重複して持つ斜面ほど崩壊しやすい斜面であるとしている．一方，地震による斜面崩壊は素因だけで発生するのではなく，当然素因に働く誘因があって発生することを考慮して，単位面積あたりの崩壊発生箇所数と地震加速度の関係を調査しており，その結果，斜面崩壊は単に誘因のみだけで発生するのでなく，素因もからんで発生しているとして，地形等の素因の評価も重要であるとしている．

表－1.1　誘因の相違による崩壊の特徴[57)]（一部，加筆）

誘因／項目	地震に起因する崩壊	豪雨に起因する崩壊
崩壊斜面の形状	上昇（凸型），急勾配の直線型斜面に多い	複合斜面に多い
崩壊斜面の勾配	35°より急な斜面に多い	35～45°付近に多い
崩壊の位置	肩部（尾根部）に多い	肩部，尾根部は少ない
崩壊一箇所あたりの崩壊面積	1,000m^{2}以下が多い	災害により異なるが平均すると1,000～4,000m^2
崩壊土砂の堆積長	崩壊面積に比例する	条件によっては土石流となって数100mも下流へ流下する

表－1.2　崩壊のしやすさの要因[12)]（一部，加筆）

寄与率が高い	比較的寄与率が高い
・斜面勾配 40°以上 ・斜面の縦断形 上昇・複合型	・斜面勾配 30°以上 ・斜面の縦断形 直線型 ・遷急線 あり

山口・川邊[58)]は，大正12年（1923年）の関東地震，昭和39年（1964年）の新潟地震，昭和53年（1978年）の伊豆大島近海地震による山地災害の特性について明らかにしている．その結果，断層付近の崩壊が特に多い傾向にあり，斜面の勾配が30°を境にして崩壊が増加すること，平均崩壊深はほぼ1～2m程度であること，地震加速度は標高に比例して増加する傾向にあり，崩壊面積率も標高に比例して増加することなどを報告している．芥川ら[59)]は，国内外の地震による斜面崩壊事例について検討し，地震による崩壊地の特徴に関してどういう点が豪雨による崩壊の特徴と似ているか，あるいは異なっているかについ

て報告している．その結果，地震による崩壊地は周辺の拘束の大きい，そして豪雨時の崩壊履歴で安定性を増している谷型の地形よりも，むしろ平衡型のあるいはやや凸型の地形のところに起こりやすく，また滑落面がしばしば風化岩盤の中に形成されるのを特徴とすると報告している．以上のことから，地震によって発生した斜面崩壊地の地形的特徴としては，１）地表面形状に関しては凸型や平衡型での崩壊が多い，２）斜面勾配に関しては，概ね 35°以上の急斜面での崩壊が多い，３）斜面の肩部（尾根筋）からの崩壊が多い，４）豪雨時の崩壊地の特徴とは異なることなどが挙げられる．

このような場の条件としての斜面崩壊の起こりやすい地形立地条件を調べることは，今後の地震時の斜面崩壊発生の予知・予測の参考資料として重要であることから，兵庫県南部地震時の六甲山系で発生した斜面崩壊地の地形的特徴を明らかにすることは，神戸地域のみならず他地域の今後の地震時斜面防災対策にとって重要になると思われる．

（２）トップリング型斜面崩壊の発生危険度評価手法

従来，岩盤斜面の破壊様式としては急崖などで発生するような分離・崩落(rock fall)と，斜面形状と岩盤の性質に支配されるすべり(sliding)の 2 つに分類されると考えられてきた．しかし，崩壊斜面の破壊面が円弧や直線等で表されるようなきれいなすべり面ではなく，凹凸の激しい階段状の破壊面を示しているものも見られ，このような崩壊現象は上述の 2 つの破壊様式だけでは説明できない．そこで，第 3 の破壊様式として，節理系の不連続面に沿った転倒型（トップリング型）の崩壊が提案された[60)]．トップリング型崩壊は風化が進行し，節理が発達した急勾配の岩盤斜面での崩壊では支配的な様式と考えられ，特に地震時には水平方向の慣性力が作用するため，斜面崩壊として発生しやすい様式と考えられる[61)]．トップリングには，たわみ性トップリング崩壊とブロックトップリング崩壊があるといわれている[62)]．たわみ性トップリング崩壊は，節理の傾斜が比較的緩やかで，しかも比較的軟質な板状岩盤の場合に節理によって分離した岩盤が重力によって全体的に斜面側にたわんで，ゆっくりと崩壊していく現象であり，一方，ブロックトップリング崩壊は，節理の傾斜が急角度で，しかも硬質の板状または柱状の岩盤の場合に節理によって分離した岩盤が重力によって全体的に斜面側にたわんで，引張破壊を起こしブロック状となって崩壊する現象である[63)]．

上述したように，地震時には水平方向の慣性力が作用するため，トップリング型崩壊は岩盤斜面の斜面崩壊として発生しやすい様式であり，このような節理等の不連続面の発達した岩盤斜面の安全設計，とりわけ耐震設計にとって，定量的な評価手法は必要不可欠である．従来，岩盤斜面の安定性評価手法としては，経験的手法と解析的手法によって行われてきた．経験的手法としては，岩盤分類や斜面の評点法といった方法があり，これらは，岩盤の力学的性状に関連する項目や斜面の安定性に関する諸要因（地形・植生・地下水など）について現地観測を行い，経験的・統計的見地から総合的に区分・評点を行うものである[63)]．岩盤分類法としては，ダムサイトの分類法である土研式岩盤分類法[64)]や岩盤のり面勾配の分類としての日本道路協会[2)]の手法，主に切取り斜面を対象とした鉄道総合技術研究所の方法[3)]などがある．一方，斜面評点法としては，全国の国道を対象に行われている道路防災点検の方法[65)]や高規格道路法面を対象とした日本道路公団の方法[66)]，海外では

のり面施工箇所優先順位設定を目的とした斜面安定度評点システムである SSR（Slope Stability Rating System）[67]や SMR（Slope Mass Rating）[68]などがある．

一方，解析的手法としては極限平衡解析手法や数値解析手法が挙げられる．極限解析手法は，剛体としての力の釣り合い，すなわち，すべり面におけるせん断応力とせん断抵抗力の極限釣り合い状態を考えて安全性を検討する方法であり，簡易な計算法であること，計算に用いる入力値も数値解析法に比して少ないこと，震度法による地震時の安定性や地下水の影響なども考慮することができることなどの特徴から頻繁に用いられている手法である[59]．本研究で対象とするトップリング型の崩壊形態が発生する斜面の危険度を評価するためには，すべり面安定解析手法ではなく，トップリングのメカニズムを考慮に入れた解析手法を用いる必要があり，Goodman and Bray[69]が階段状の基盤に生じるトップリングの極限平衡解析モデルを提案している．

一方，数値解析法は対象岩盤を連続体として扱う連続体解析手法と不連続体として取り扱う不連続体解析手法に分かれる．現状では有限要素法に代表される連続体手法が実岩盤への適用が多い[63]が，トップリング型崩壊を扱うには，不連続面で形成される岩盤ブロックを集合体としてみなして，斜面の大変形を含む変形挙動や崩壊形態を検討対象として取り扱うことのできる不連続体解析手法の方が適しているといえる．その中でも個別要素法（DEM: Distinct Element Method）[70]や不連続変形法（DDA: Discontinuous Deformation Analysis）[71]は，不連続面により区切られた領域すべてを孤立したブロックして扱うことのできる手法である．石田ら[61]は，個別要素法（DEM）の適用性を検証するため，直方体ブロックを用いた実験を行い，個別要素法（DEM）と Goodman and Bray[69]の極限平衡法で解析結果と比較している．その結果，極限平衡法と同様に個別要素法（DEM）による解析結果は，実験結果をほぼ再現しているとして，個別要素法（DEM）はトップリング型崩壊のシミュレーション手法として適しているとしている．また，Ishida et al.[72]は，御嶽山の西部で観測されたトップリング型崩壊地を対象に解析を行い，個別要素法（DEM）の有効性を報告している．また，不連続変形法（DDA）を用いた階段状基盤に生じる岩盤ブロックの解析事例[73]でも，Goodman and Bray[69]の解析結果と比較しており，不連続変形法（DDA）の結果も Goodman and Bray[69]と同様の結果が得られたとしている．しかし，こうした数値解析手法を用いる場合，岩塊の挙動を時間的に追跡することが可能ではあるが，複雑な岩盤のモデル化や解析に入力する物性値を得るための調査や試験，解析上の手間や労力は上述した極限平衡解析手法に比して飛躍的に増大する[63]といえ，特に地震時の検討を行う場合にはその傾向はますます強くなるといえる．そのため，対象とする岩盤斜面の周辺に重要構造物が建設される場合など高い耐震性が要求される場合のみ，行われているといえる．

１．３．３　地震後の降雨による斜面崩壊に関する既往の研究

冨田ら[17]は，兵庫県南部地震後の崩壊地の拡大が顕著であった鶴甲地区の崩壊地を対象に，地震前後の降雨量を比較検討した結果，地震前と比較して 3～5 割程度の少ない降雨量で崩壊が発生しており，地震後は地震前と比較してより少ない降雨量でしかも鋭敏に降雨に反応して崩壊を引き起こしていることを明らかにしている．Lin et al.[74]は，平成 8 年（1996 年）6 月から平成 13 年（2001 年）8 月の期間に総雨量 100mm を超える降雨イベント発生

時の斜面崩壊地の累積総面積を明らかにしている．その結果，地震前と比して台湾集集地震が発生した平成 11 年（1999 年）に大きく累積総面積が増加し，さらにその後の累積総面積の増加量が大きくなっていることから，地震前後で斜面崩壊の起きやすさが大きく変化していると報告している．また，地震前の降雨による斜面崩壊地の傾斜角は 20～30° であったのに対し，地震による崩壊地の傾斜角が 40～50° と急斜面での崩壊が多くなっており,その後の降雨による崩壊地も同様に急傾斜の場所で発生していたことを報告している．堀田ら [75] も，台湾集集地震について，地震動がその後の降雨による崩壊に与えた影響の有無を明らかにすることを目的に，台湾大学実験渓頭林の長期に渡る林道の崩壊記録を用いて考察を行っており，地震後は 10 時間雨量 265mm，連続雨量 200mm より小さい降雨量で崩壊が発生していることから，地震動がその後の降雨による崩壊に影響を与えたと考察している．宮崎ら [19]は，平成 12 年（2000 年）に発生した新島・神津島近海地震について，地震後の平成 12 年（2000 年）7 月に累積雨量 338mm，最大時間雨量 63mm の降雨で崩壊が生じたが，地震以前では同規模の平成 3 年（1991 年）10 月の累積雨量 617mm，最大時間雨量 48mm の降雨や平成 8 年（1996 年）9 月の累積雨量 406mm，最大時間雨量 66mm の降雨で崩壊が生じなかったことから，地震がその後の降雨による崩壊に影響を与えたとしている．山下 [20]は，平成 13 年（2001 年）の芸予地震後の降雨と過去 10 年間の降雨量ならびに平成 11 年（1999 年）の広島県豪雨災害時の降雨量を比較し，地震後の降雨による斜面崩壊は，地震発生後 2 年が経過したにもかかわらず少量の降雨で斜面崩壊が発生する状況が続いていることを明らかにしている．森脇ら [21]も同様に，芸予地震後の斜面崩壊発生状況と降雨量の関係を調べており，芸予地震後は時間雨量で約 15mm/h，累積雨量で約 50mm 程度の少ない降雨量で斜面崩壊が発生していたと報告している．

以上のように，地震後の降雨による斜面崩壊地に関する研究としては，そのほとんどが誘因である降雨特性と崩壊発生状況の関係を説明しようとする研究であり，地震後の降雨によって発生した斜面崩壊地への地震動の影響については指摘されている程度で，どのようなメカニズムで崩壊が発生したのかに関する詳細な検討は行われていない．

１．４　本研究の構成

本論文は，全 5 章で構成されている．研究内容は大きく，1)地震時における盛土の安定性評価手法に関する検討，2)地震により発生した山腹斜面崩壊地の実態ならびに斜面崩壊発生危険度評価手法の提案，3)地震後の降雨による斜面崩壊発生に及ぼす地震動の影響に関する検討に大別される（**図－1.1** 参照）．

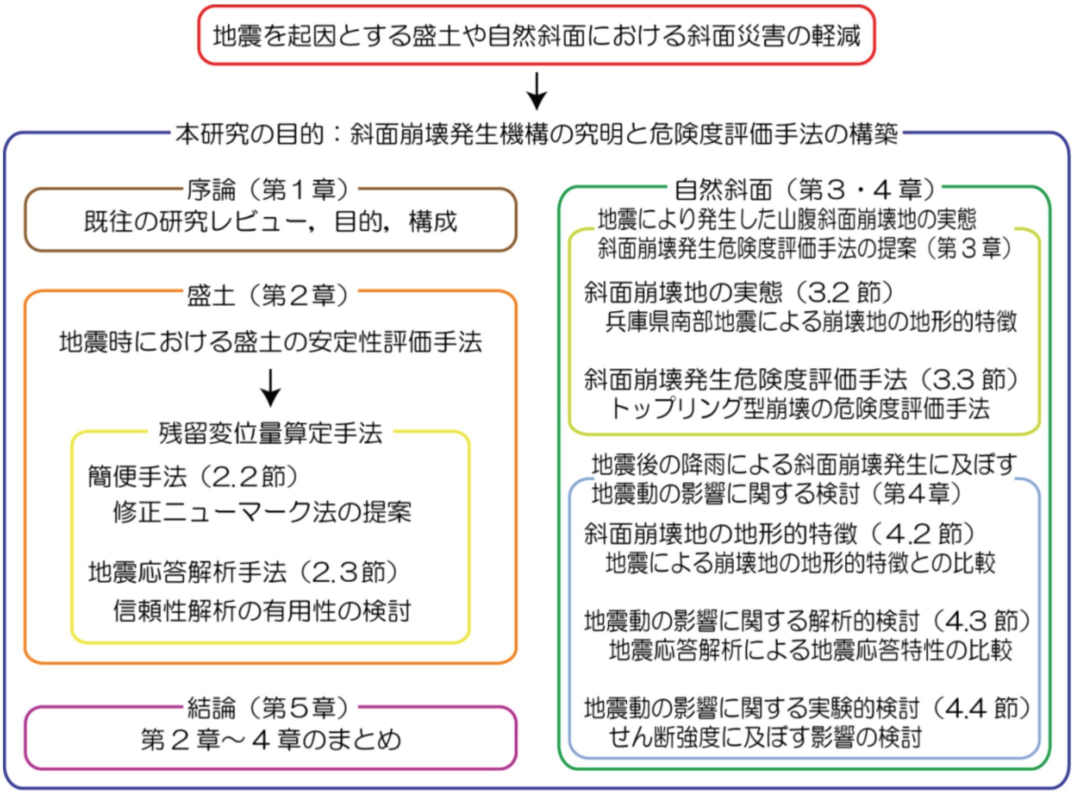
第 1 章では，地震を起因とする盛土や自然斜面での斜面崩壊に関する研究レビューを行い，本論文の目的と概要を述べている．

第 2 章では，地震時における盛土の安定性評価手法として，残留変位量算定手法に関する検討を行う．具体的には，まず，残留変位量の簡易算定手法として最もよく用いられているニューマーク法に着目し，この手法に簡易に過剰間隙水圧を算定することのできる方法を組み入れることにより，地震時に発生する過剰間隙水圧を考慮した修正ニューマーク法を提案する．さらに，盛土の地震時安定性評価における信頼性解析の有用性についての検討を行う．

第３章では，地震により発生した山腹斜面崩壊地の実態ならびに斜面崩壊発生危険度評価手法の提案を行う．具体的には，まず，兵庫県南部地震時に六甲山系で発生した山腹斜面崩壊を対象として地形立地解析を行い，過去の地震により発生した斜面崩壊地の特徴や豪雨時に発生する斜面崩壊地の特徴と比較することにより，斜面崩壊地の場の条件としての地形的特徴を明らかにする．つぎに，岩盤斜面において地震時に発生しやすい崩壊様式であるトップリング型崩壊に着目し，この崩壊様式の地震時の斜面崩壊発生危険度評価手法の提案を行う．

第４章では，地震後の降雨による斜面崩壊は，崩壊発生の最終的な誘因は降雨であるが，地震動が大きく影響したと考えられるため，地震動が地震後の降雨による斜面崩壊発生に及ぼした影響について検討を行う．具体的には，まず，兵庫県南部地震後の降雨により崩壊した斜面崩壊地の地形立地解析を行い，崩壊発生場所の地形的特徴を明らかにする．つぎに，兵庫県南部地震およびその後の降雨により崩壊した斜面ならびに非崩壊斜面を対象として地震応答解析を行い，これらの斜面内における地震応答特性を比較検討することにより，地震動がこれらの斜面に及ぼす影響の違いを検討するとともに，斜面形状や表土層厚分布が地震応答特性に及ぼす影響についても検討する．さらに，地震後の降雨により発生した斜面崩壊地に地震動が及ぼす影響として，土の強度特性に及ぼす影響に着目し，一面せん断試験機ならびに繰返し三軸圧縮試験機を用いた実験的検討を行い，地震後の降雨による斜面崩壊発生メカニズムの考察を行う．

第５章では，第２章から第４章で得られた結論をまとめ，本論文の結論とする．



図－1.1　本研究の構成

参考文献

１)宅地造成等規制法令研究会：改正　宅地造成等規制法の解説，ぎょうせい，248p.，2007.

２)日本道路協会：道路土工－のり面工・斜面安定工指針，丸善，1986.

３)鉄道総合研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説　土構造物，丸善，332p.，1992.

４)地盤工学会　地盤・基礎構造物の耐震設計編集委員会：第 7 章　盛土・擁壁の耐震設計，地盤・基礎構造物の耐震設計，地盤工学会，pp.317-358，2001.

５)鉄道総合研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説　耐震設計，丸善，467p.，1999.

６)日本道路協会：道路土工－のり面工・斜面安定工指針，丸善，470p.，1999.

７)宅地防災研究会：宅地防災マニュアルの解説＜改訂版＞［Ｉ］，ぎょうせい，360p.，1998.

８)鉄道総合研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説　土構造物，丸善，703p.，2007.

９)地盤工学会　土構造物の地震時における許容変形と性能設計に関する研究委員会：2　土構造物の地震時の性能設計の現状，土構造物の地震時における性能設計と変形量予測に関するシンポジウム発表論文集，pp.3-18，2007.

10)土木学会　土木構造物の耐震設計法に関する特別委員会：8.土に関わる構造物の耐震性能と設計法，土木構造物の耐震設計法に関する第 3 次提言と解説，pp.8-1-8-44，2000.

11)中村浩之：第 2 章　地震による崩壊発生，地震砂防，古今書院，pp.14-27，2000.

12)奥園誠之，羽根田汎美，岩竹喜久磨：地震による斜面崩壊の実態，土と基礎，Vol.28，No.8，pp.45-51，1980.

13)武内達夫，堤博志：大谷崩，新砂防，Vol.38，No.3，pp.20-22，1985.

14)森山祐二：七面山大崩れ，新砂防，Vol.38，No.5，pp.12-15，1986.

15)瀬尾克美，吉松弘行，水山高久，仲野公章，原義文：長野県西部地震に伴う土砂災害(速報)，新砂防，Vol.37，No.4，pp.19-22，1984.

16)奥西一夫：六甲山地の斜面崩壊災害のいくつかの特徴，日本地形学連合―兵庫県南部地震と地形災害―，古今書院，pp.127-142，1996.

17)冨田陽子，桜井亘，中庸充：六甲山系における地震後の降雨による崩壊地の拡大について，新砂防，Vol.48，No.6，pp.15-21，1996.

18)田中茂：集中豪雨による斜面崩壊の本質的検討，施工技術，Vol.5，No.11，pp.14-21，1972.

19)宮崎裕子，千木良雅弘，黒川　潮：2000 年新島・神津島近海地震とその後の降雨による崩壊発生の地質・地形的要因について-流紋岩質溶岩と火砕物からなる斜面の崩壊の例，地形，Vol.26，No.3，pp.205-224，2005.

20)山下祐一：芸予地震後の斜面崩壊の危険度予測と実態，平成 15 年度砂防学会研究発表会概要集，pp.50-51，2003.

21)森脇武夫，小堀慈久，山田良子：呉市における降雨による斜面災害に及ぼす平成 13 年芸予地震の影響，第 49 回地盤工学シンポジウム平成 16 年度論文集，地盤工学会，pp.307-314，2004.

22)Newmark, N. M. : Effects of Earthquakes on Dams and Embankments, *Geotechnique*, Vol.15, No.2, pp.137-160, 1965.

23)Makdisi, F. I. and Seed, H. B. : Simplified procedure for estimating dam and embankment

earthquake-induced deformation, *Journal of the geotechnical engineering divisions*, ASCE, Vol.104, No.7, pp.849-867, 1978.

24)Makdisi, F. I. and Seed, H. B. : Simplified procedure for evaluating embankment response, *Journal of the geotechnical engineering divisions*, ASCE, Vol.105, No.12, pp.1427-1434, 1979.

25)綿健太郎：２次元および３次元地震応答解析を用いた地震時斜面変形に関する研究，修士論文，神戸大学大学院自然科学研究科，62p.，2000.

26)沖村孝，鳥居宣之，小役丸治男，玉田和也：地震時における堤体斜面の残留変位量に影響を及ぼすパラメータについて，第 38 回地盤工学研究発表会，pp.2047-2048，2003.

27)Goodman, R. E. and Seed, H. B. : Earthquake induced displacements in sand embankments, *Journal of the soil mechanics and foundations division*, Vol.92 No.SM2, pp.125-146, 1966.

28)堀井克己，舘山勝，内田吉彦，古関潤一，龍岡文夫：ニューマーク法による鉄道盛土の地震時滑動変位予測，第 32 回地盤工学会発表会発表講演集，pp.1895-1896. 1997.

29)館山勝, 堀井克巳, 古関潤一, 龍岡文夫 : ニューマーク法による盛土耐震設計法の検討, 第 33 回地盤工学会発表会，pp.65-66，1998.

30)館山勝，室野剛隆，青木一二三，堀井克己，鴇田由希：盛土の耐震検討に用いる地震動波形に関する一考察, レベル 2 地震に対する土構造物の耐震設計シンポジウムおよび講習会テキスト，地盤工学会，pp.347-354，2000.

31)鵜飼恵三，井田寿朗，若井明彦：地震時の斜面の安定性に及ぼす 3 次元効果，土木学会論文集，No.554，pp.119-128，1996.

32)川辺敏昭，忠藤重行，松井保，鳥居剛，黒田修一，：兵庫県南部地震における被災盛土の検証解析, 地震時の斜面の不安定化メカニズムと設計法に関するシンポジウム発表論文集，pp.13-18，1999.

33)加藤喜則，北村佳則，浜崎智洋，佐久間和弘，李黎明，杉山仁實：第 38 回地盤工学研究発表会，pp.2047-2048，2003.

34)山上拓男，蒋景彩，植田康宏，馮鉄群，黒川尚義，江崎雅章：臨界すべり面の時刻歴変化を考慮した地震時永久変位の評価法, 地震時の斜面の不安定化メカニズムと設計法に関するシンポジウム発表論文集，pp.145-154，1999.

35)佐藤信光，播田一雄，堀井克巳，龍岡文夫，小関潤一：ひずみ軟化と粒径特性を考慮した Newmark 法による土構造物の地震時残留変形解析，第 36 回地盤工学研究発表会，pp.1337-1338，2001.

36)蒲原潤一，中村良光，寺田秀樹，大浦二朗，下村博之：平成 5 年釧路沖地震によって発生した斜面崩壊について，新砂防，Vol.46，No.1，pp.60-63，1993.

37)井口隆：谷埋め盛土地盤における地震時地すべりの事例と若干の考察，兵庫県南部地震に伴う地すべり・斜面崩壊研究報告書，地すべり学会，pp.101-117，1995.

38)千葉則行：1978 年宮城県沖地震による地すべり・斜面崩壊について，兵庫県南部地震に伴う地すべり・斜面崩壊研究報告書，地すべり学会，pp.203-217，1995.

39)沖村孝，二木幹夫，岡本敦，南部光広：兵庫県南部地震による宅地地盤被害と各種要因との関係分析，土木学会論文集，No.623，pp.259-270，1999.

40)江川拓也，西川純一，林宏親：浸透水の影響を受ける道路盛土の耐震性に関する検討，開発土木研究所月報，No.582，pp.28-37，2000.
41)江川拓也，西川純一，林宏親：道路盛土の地震時安定に関する動的遠心模型実験，第26回地震工学研究発表会講演論文集，pp.689-692，2001.
42)橋本正，福田光治，加藤豊：丘陵地宅地開発と地震時斜面災害の関係，地すべりの地盤工学的諸問題に関するシンポジウム論文集，pp.271-276，1996.
43)松尾稔：地盤工学－信頼性設計の理念と実際－，技報堂出版，407p.，1984.
44)地盤工学会：土質基礎の信頼性設計，土質基礎工学ライブラリー28，275p.，1985.
45)星谷勝，石井清：構造物の信頼性設計法，鹿島出版会，208p.，1986.
46)地盤工学会：土質データーのばらつきと設計，85p.，1988.
47)松尾稔，黒田勝彦：盛土建設のための土質調査と盛土の安定性に関する研究，土木学会論文集，No.196，pp.75-86，1971.
48)松尾稔，黒田勝彦：不飽和土の土質諸係数と破壊確率に関する一考察，土木学会論文集，No.208，pp.65-75，1972.
49)Matsuo, M. and Kuroda, K. : Probability approach to design of embankments, *Soils and Foundations*, Vol.14, No.2, pp.1-17, 1974.
50)北浦勝，池本敏和：土質定数と地震動強さのばらつきを考慮した盛土の信頼性解析，土木学会論文集，No.400，pp.123-130，1988.
51)土田孝，湯怡新：港湾構造物における最適な円弧すべりの安全率，土木学会論文集，No.596，pp.295-306，1998.
52)山下典彦，田中博文：地盤の不均質性を考慮した小段付き盛土の地震時破壊挙動に関する研究，地震工学研究発表会講演論文集，Vol.27，CD-ROM，2003.
53)高橋佳宏，國生剛治：地盤の1次元地震応答解析に与える地盤物性のバラツキの影響，地震工学研究発表会講演論文集，Vol.26，pp.449-452，2001.
54)畠中仁，室野剛隆：地盤定数のばらつきを考慮した表層地盤の非線形応答特性，日本地震工学シンポジウム講演論文集，Vol.11，pp.769-774，2002.
55)中村晋：地盤媒質の2次元不均質性が非線形地震応答に及ぼす影響とモデル化，構造物の安全性・信頼性に関する国内シンポジウム講演論文集，Vol.5，pp.665-670，2003.
56)高野令男，岡村未対，松尾修：弾塑性FEMの結果に及ぼす入力パラメーターのバラツキの影響と結果の信頼性，地震工学研究発表会講演論文集，Vol.26, pp.1213-1216, 2001.
57)池谷浩：1978年伊豆大島近海地震による崩壊の実態，土木技術資料，Vol.20，No.8，pp.27-32，1978.
58)山口伊佐夫，川邊洋：地震による山地災害の特性，新砂防，Vol.35，No.2，pp.3-15，1982.
59)芥川真知，吉中龍之進，安江朝光：地震災害と地形・地質，土と基礎，pp.95-102，Vol.28，No.6，1980.
60)Ashby, J. : Sliding and toppling models of failure in models and jointed rock slopes, *M.Sc Thesis*, London Univ., Imperial College, 1971.
61)石田毅，日比野敏，北原義浩，浅井義之：斜面の転倒・滑落破壊に対する個別体要素法の適用性について，土木学会論文集，No.358，pp.147-155，1985.

62)土木学会：第 2 章 岩盤斜面の崩壊の形態と原因，岩盤斜面の安定解析と計測，丸善，pp.3-14，1998.

63)土木学会：第 4 章 岩盤斜面の安定性評価と施工の考え方，岩盤斜面の調査と対策，丸善，pp.143-186，1998.

64)岡本隆一，安江朝光：ダムサイトにおける岩盤区分の試み，土木技術資料，Vol.8，No.9，1966.

65)道路保全技術センター：平成８年度道路防災総点検要領[豪雨・豪雪等]，160p.，1996.

66)日本道路協会：道路土工－のり面工・土質調査指針，丸善，1986.

67)Duncan, C. W.: Rock Slope Inventory/Maintenance Programs, Rockfall Mitigation Seminar, 13th Northwest Geotechnical Workshop, 1987.

68)Romana, M. R.: New adjustment ratings for application of Bieniawski's classification to slopes, *Proceedings of ISRM Symposium on Rock Mechanics*, pp.49-53, 1985.

69)Goodman, E. and Bray, J. W.: Toppling of rock slopes, Proceedings of Speciality Conference on Rock Engineering for Foundation and Slopes, ASCE, Vol.2, pp.201-234, 1976.

70)Cundall, P. A.: A computer model for simulating progressive large scale movements in blocky rock systems, *Proceedings of Symposium of International Society of Rock Mechanics*, pp.11-19, 1971.

71)Shi, G. H. and Goodman, R. E.: Discontinuous deformation analysis - A new method for computing stress，Strain and Sliding of Block Systems, *Proceedings of 29th U. S. Symposium on Rock Mechanics*, pp.381-393, 1988.

72)Ishida, T., Chigira, M. and Hibino, S.: Application of the Distinct Element Method for Analysis of Toppling Observed on a Fissured Rock Slope, *Rock Mechanics and Rock Engineering*, Vol.20, pp.277-283, 1987.

73)土木学会：第 9 章 新技術とその動向，岩盤斜面の安定解析と計測，丸善，pp.255-342，1998.

74)Lin, C. W., Shieh, C. L., Yuan, B. D., Shieh, Y. C., Liu, S. H. and Lee, S.Y.：Impact of Chi-Chi Earthquake on the occurrence of landslides and debris flows: Example from The Chenyulan Riverwatershed, Nantou, Taiwan, *Engineering Geology*, vol.71, pp.49-61, 2004.

75)堀田紀文，康 怡慧，執印康裕，魏 聰輝，張 振生，陳 信雄，鈴木雅一：集集地震後の降雨で発生した崩壊に対する地震の影響について - 台湾大学渓頭実験林における長期林道補修記録を用いた検討- ，新砂防，Vol.58, No.1，pp.3-13，2005.

第２章　地震時における盛土の安定性評価手法に関する検討

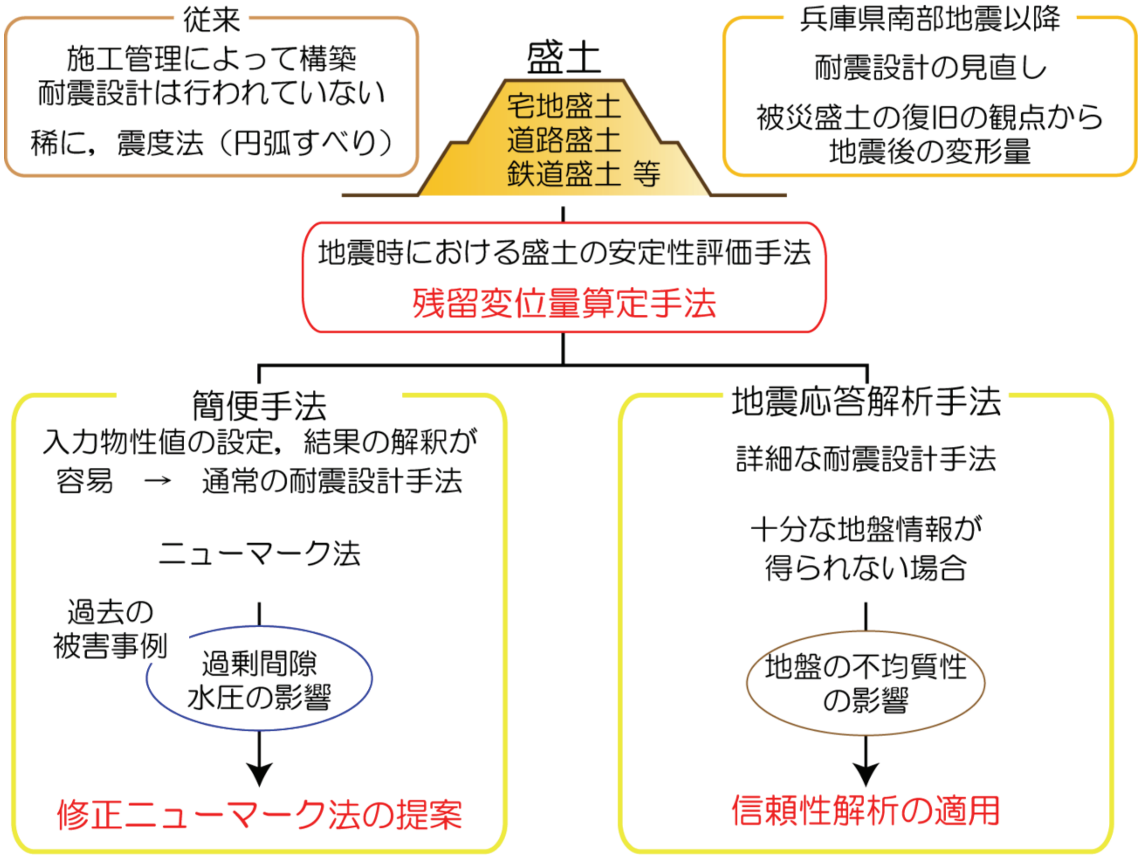
２．１　はじめに

大規模な地震時には，宅地盛土や道路盛土などの盛土斜面での被害事例が数多く報告されている．このような地震時の盛土斜面の被害軽減を図るためには，斜面の安定性を定量的に評価する手法を確立し，その耐震性を事前に検討することが重要である．しかしながら，従来，道路や鉄道，宅地造成地などの一般的な盛土に対しては，法面勾配や盛土材料，締固め規定[例えば，1), 2)]などの施工管理によって構築されてきており，耐震設計は行われてこなかった．まれに耐震設計が行われる場合でも，円弧すべり法に震度法を適用した手法により簡便に地震時の安定性が検討されるに留まっていた[3)]．しかし，兵庫県南部地震以降，このような盛土構造物においても，その被災が与える社会的重要性を考慮し，従来の耐震設計の見直しが進められてきてきた．盛土構造物の耐震性能に関しては，被災盛土の復旧の観点から，地震後における盛土天端の沈下量，すなわち残留変位量が最も重要であり，耐震設計においては地震後の盛土にどの程度の残留変位量が生じるのかを精度良く算定する必要があることから，本章では地震時における盛土の安定性評価手法として，残留変位量算定手法に関する検討を行うこととした．

残留変位量を算定する手法としては，ニューマーク法に代表されるような簡便な手法と複雑な構成則に基づく有限要素法などの地震応答解析による手法に大別される．簡便な手法は，精度は若干劣るものの比較的使用するパラメータが少なく，かつ短時間で変位量を算定することができるという利点を持っている．このような利点から，多数の既設盛土の中から地震対策の必要な盛土を選定する場合や設計時の目安として，できるだけ労力を抑え，安価にすばやく必要な精度で結果を知ることができる簡便法の確立は非常に重要であるといえる．一方，序章でも述べたように，過去の地震時の盛土被害事例では，地震時に生ずる過剰間隙水圧に起因するすべり破壊事例が数多く報告されており，残留変位量を算定する際，地震によって発生する過剰間隙水圧の影響を考慮することは重要であるといえる．しかし，従来用いられてきたニューマーク法では，実際の被害事例で報告されているような過剰間隙水圧の影響を考慮することはできない．そこで，２．２節では，残留変位量の簡易算定手法として最もよく用いられているニューマーク法に着目し，この手法に簡便に過剰間隙水圧を算定することのできる方法を組み入れることにより，地震時に発生する過剰間隙水圧を考慮した修正ニューマーク法を提案する（**図－2.1** 参照）．

一方，詳細な耐震設計を行う場合，簡便法に比してより詳細に地震時斜面の挙動を表現できることから地震応答解析による検討が必要である．このような解析を行う場合，その算定手法の精度向上もさることながら，算定に用いる入力物性値の精度も当然のことながら重要な要因である．しかし，地震応答解析による検討では簡便法に比して必要となるパラメータが一般に多いため，多くの調査費用等が必要となり経済的な問題が発生する場合があることや既設盛土の耐震性の評価においては，十分なパラメータを得ることが困難な場合が多いことなどから，限られた調査結果をもとに物性値を設定し，得られた残留変位量をそのまま判断値として耐震性評価が行われているのが現状である．しかしながら，実

際には地盤はある程度の不均質性を有していることが知られており，地盤の不均質性等の不確定要素を確率論を用いて表現する信頼性設計法の概念を導入しようとする試みが，近年なされてきた．このような信頼性設計法[4), 5), 6), 7)]は，様々な分野においてその適用性が検討されており，盛土構造物に関してもいくつかの検討がなされてきている．しかしながら，序章でも述べたように，これらは円弧すべり法による安全率を指標とする静的な検討に留まっており，地震時のような地盤が大きな非線形性を示すような場合の詳細な検討事例は少ない．そこで，２．３節では，盛土の地震時安定性検討における信頼性解析の有用性について検討を行う（**図－2.1** 参照）．



図－2.1　本章の概念図

２．２　過剰間隙水圧を考慮した修正ニューマーク法の提案

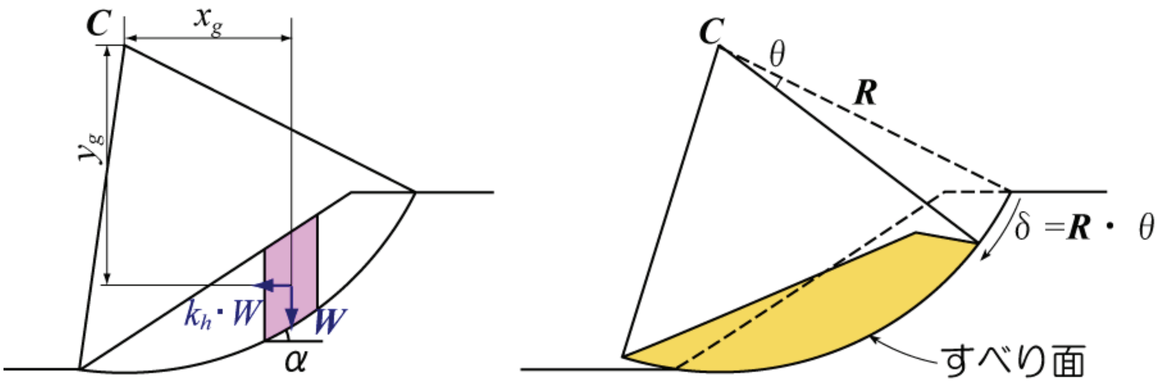
２．２．１　はじめに

本節では，残留変位量の簡易算定手法として最もよく用いられているニューマーク法に着目し，この手法に簡便に過剰間隙水圧を算定することのできる方法を組み入れることにより，地震時に発生する過剰間隙水圧を考慮した修正ニューマーク法を提案する．さらに，兵庫県南部地震時の被災宅地盛土を対象として，本手法の適用性について検討を行う．

２．２．２　ニューマーク法の概要

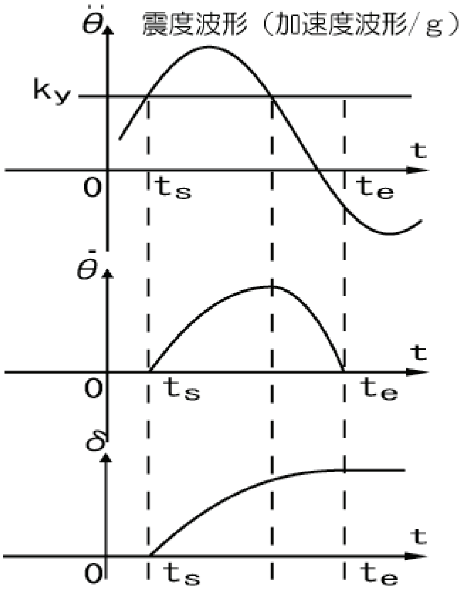
地震によって生じる盛土の残留変位量を簡便に算定する手法としては，堀井ら[8)]によって提案されている手法がある．本手法は Newmark[9)]により提案された直線すべりに対する土塊の滑動変位量を計算する方法を円弧すべり面上のモーメントの釣り合い式から回転変位量を求める方法に発展させたものであり，一般にニューマーク法と呼ばれている．ニューマーク法は，すべり土塊が剛体であり，すべり面における応力－ひずみ関係が剛塑性であると仮定して地震時のすべり土塊のすべり面に沿った滑動変位量を算定する手法であり，厳密な方法ではないといえる[10)]．しかし，入力パラメータの設定が容易であり，理論の簡明さに比して妥当な結果を得ることができ，さらに結果の解釈が容易であるなどの理由[10)]から，すべり破壊を示す破壊形態における残留変位量の簡易算定手法として広く用いられている．以下に，ニューマーク法による残留変位量算定手順の概要[8)]を示す．

図－2.2[8)]にニューマーク法における残留変位量算定の模式図を，**図－2.3** にニューマーク法における角加速度 $\ddot{\theta}$ から滑動変位量 δ にいたる計算概念図を示す．



a)　記号の定義　　　　b)　滑動すべりの模式図

図－2.2　ニューマーク法における残留変位量算定の模式図[8)]



図－2.3　ニューマーク法における計算概念図

まず，地震時に生じるすべり面を決定するため，修正 Fellenius 法を用いた震度法により最小安全率が 1.0 となるすべり面（臨界円）を求める．その際のすべり土塊の震度を降伏水平震度 k_y と定義し，この降伏水平震度 k_y を超える水平震度 k_h が求められたすべり円弧に作用したとき（$t=t_s$）にすべりが生じ始め，角速度 $\dot{\theta}$ が 0 となり滑動が止まる（$t=t_e$）までの変位量を滑動変位量 δ とし，地震動が作用している間，変位が累積していくと仮定している．以下に，ニューマーク法の運動方程式を示す．

すべり土塊の運動方程式は角運動量保存則より，角加速度 $\ddot{\theta}$ に関して式（2.1）を得る．

$$\ddot{\theta}=\left(M_{DW}+M_{DKH}-M_{RW}-M_{RKH}-M_{RC}\right)/J=\Delta M/J \tag{2.1}$$

ここに，$\ddot{\theta}$ ：角加速度(rad/sec^2)

J：慣性モーメント(kg･m^2)

M_{DW}：自重による滑動モーメント(kN･m)

M_{DKH}：地震慣性力による滑動モーメント(kN･m)

M_{RW}：自重による抵抗モーメント(kN･m)

M_{RKH}：地震慣性力による抵抗モーメント(kN･m)

M_{RC}：粘着力による抵抗モーメント(kN･m)

また，各項はそれぞれ次式で表せる．

$$J=\frac{1}{g}\sum W\cdot R^2 \tag{2.2}$$

$$M_{DW}=\sum x_g W \tag{2.3}$$

$$M_{DKH} = k_h \cdot M_{DK} = k_h \sum y_g \cdot W \tag{2.4}$$

$$M_{RW} = R\sum \left(W - ul \cdot \cos\alpha\right) \cdot \cos\alpha \cdot \tan\phi' \tag{2.5}$$

$$M_{RKH} = -k_h M_{RK} = -k_h R \sum W \cdot \sin\alpha \cdot \tan\phi' \tag{2.6}$$

$$M_{RC} = R\sum c' \cdot l \tag{2.7}$$

ここに，W：スライス重量(kN)

g：重力加速度(m/sec)

k_h：水平震度

ϕ'：有効内部摩擦角(°)

c'：有効粘着力(kN/m^2)

α：すべり面が水平面となす角(°)

u：間隙水圧(kPa)

l：すべり面の長さ(m)

b：スライス片の幅(m)

R：円弧半径(m)

x_g：円弧中心とスライス重心の水平距離(m)

y_g：円弧中心とスライス重心の鉛直距離(m)

M_{DK}：地震慣性力による滑動モーメントにおける基準モーメント(kN･m)

M_{RK}：地震慣性力による抵抗モーメントにおける基準モーメント(kN･m)

また，安全率 F_S は式（2.8）で与えられる．

$$F_S = \left(M_{RKH} + M_{RW} + M_{RC}\right) / \left(M_{DW} + M_{DKH}\right) \tag{2.8}$$

式（2.8）を書き換えると，

$$F_S = \frac{R\sum\left\{c'l + \left(W\cdot\cos\alpha - ub\cdot\cos\alpha - k_h\cdot W\cdot\sin\alpha\right)\cdot\tan\phi'\right\}}{\sum\left(W\cdot x_g + k_h\cdot W\cdot y_g\right)} \tag{2.9}$$

となり，これは修正 Fellenius 法の式である．ここで，F_S=1.0 としたときの水平震度（降伏水平震度）を k_y とすると，k_y は式（2.10）で与えられる．

$$k_y = \left(M_{RW} - M_{DW} + M_{RC}\right) / \left(M_{DK} + M_{RK}\right) \tag{2.10}$$

ここで，式（2.10）を式（2.1）に代入することにより次式（2.11）を得る．

$$\ddot{\theta} = \left(k_h - k_y\right) \cdot \left(M_{DK} + M_{RK}\right) / J \tag{2.11}$$

上式（2.11）を逐次積分することにより，与えられたすべり面に対しての角速度$\dot{\theta}$，回転角 θ は，それぞれ以下のように算出される．

$$\dot{\theta} = \int_{t_s}^{t_e} \ddot{\theta}\, dt \tag{2.12}$$

$$\theta = \int_{t_s}^{t_e} \dot{\theta}\, dt \tag{2.13}$$

ここに，t_s：k_h=k_y のとき，つまり $\dot{\theta}^{\cdot}$ =0 ときの時刻(s)

t_e：$\dot{\theta}$=0 のときの時刻(s)

また，回転角 θ が算定されることにより滑動変位量δは次式（2.14）で求まる．

$$\delta = R \cdot \theta \tag{2.14}$$

以上の手順を入力地震動波形に対して土塊が滑動しなくなるまで行い，滑動変位量を累積したものが最終的に残留変位量として算出される．このようにニューマーク法では，与えられた加速度波形（計算に用いるのは加速度を重力加速度 g で除した震度波形）に対するすべり面上の滑動変位量を時刻歴で求めることができる手法である．

２．２．３　過剰間隙水圧の簡易算定手法

地震時に盛土や基盤において過剰間隙水圧を求める方法として，有限要素法を用いた動的有効応力解析により直接求める方法[例えば, 11)]や, 地震時の盛土及び地盤の加速度もしくはせん断応力を求め，この値を用いて過剰間隙水圧を間接的に求める方法[12), 13)]がある．前者の方法では, 一般に入力するパラメータが多くなり, 既設盛土の耐震性評価においては，十分なパラメータを得ることが困難な場合には，精度の良い結果が得られなくなるなどの問題も生じる．また，本研究では残留変位量を簡便に算定することを目的としている．以上のことから，本研究では後者の方法により簡便に地震時に発生する過剰間隙水圧の算定を行うこととする．具体的には，地震時に基礎地盤において過剰間隙水圧を簡便に算定することのできる方法として知られる過剰間隙水圧比 r_u と液状化抵抗率 F_L との経験式[12)]を用いることとする．その経験式（2.15）を以下に示す．

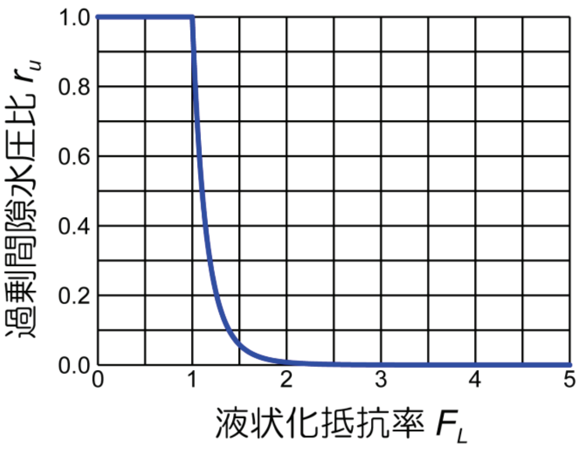
$$r_u = \begin{cases} F_L^{-7} & \left(F_L \geq 1\right) \\ 1 & \left(F_L \leq 1\right) \end{cases} \tag{2.15}$$

ここに，r_u：過剰間隙水圧比

F_L：液状化抵抗率

縦軸に液状化抵抗率 F_L，横軸に過剰間隙水圧比 r_u とし，式（2.15）の関係を**図－2.4** に

示す．**図－2.4** より，液状化抵抗率 F_L が 1.4 あたりから過剰間隙水圧比 r_u が急増することがわかる．



図－2.4　液状化抵抗率 F_L と過剰間隙水圧比 r_u の関係

また，上式の液状化抵抗率 F_L は，以下の式[13]より算定することができる．

$$F_L = R / L \tag{2.16}$$

$$R = C_w R_L \tag{2.17}$$

$$L = \gamma_d k_{hg} \sigma_v / \sigma_v' \tag{2.18}$$

$$\gamma_d = 1.0 - 0.015x \tag{2.19}$$

ここに，R：動的せん断応力比
L：地震時せん断応力比
C_w：地震動特性による補正係数
R_L：繰返し三軸強度比
γ_d：地震時せん断応力比の深さ方向の低減係数
k_{hg}：地盤面における設計水平震度
σ_v：全上載圧(kPa)
σ_v'：有効上載圧(kPa)
x：地表面からの深さ(m)

佐藤ら[14]は，地震時の地中せん断応力は単に最大加速度のみに依存するのではなく，ある周期成分の影響を考慮するため，地震時せん断応力比 L を算定する際，最大加速度を重力加速度で除した最大水平震度ではなく，以下に示すスペクトル強度 SI[15]を用いて算定する手法を提案している．

$$L = \gamma_d SI \sigma_v / \sigma_v' \tag{2.20}$$

$\gamma_d = b - a\,x$ （2.21）

$a = \{0.0052(\alpha_{max} / SI) - 0.0163\}10^{-2}$ （2.22）

$b = \{0.0910(\alpha_{max} / SI) + 0.0787\}10^{-2}$ （2.23）

なお，スペクトル強度 SI[15]は，地震動の速度応答スペクトル Sv を求め，その値を周期0.1sec から 2.5sec まで積分することで，以下の式より算定できる．

$$SI = \frac{1}{2.4}\int_{0.1}^{2.5} Sv\,dt \tag{2.24}$$

ここに，SI : スペクトル強度

Sv : 減衰定数 h（＝20%）における速度応答スペクトル

T : 周期（s）

地震動特性による補正係数 C_w は，最大加速度やスペクトル強度を求める際に入力する加速度波形の違いにより設定する．具体的には，地震動のタイプⅠ(海洋型地震)の場合は1.0，タイプⅡ(直下型地震)の場合は次式 [13]で算定する．また，繰返し三軸強度比 R_L は N 値と細粒分含有率 F_c および有効上載圧 σ_v'より，以下の式 [13]に示す方法により算定することができる．

$$C_W = \begin{cases} 1.0 & (R_L \le 0.1) \\ 3.3 \cdot R_L + 0.67 & (0.1 \le R_L \le 0.4) \\ 2.0 & (0.4 \le R_L) \end{cases} \tag{2.25}$$

$$R_L = \begin{cases} 0.0882\sqrt{N_a/1.7} & (N_a \le 14) \\ 0.0882\sqrt{N_a/1.7} + 1.6 \cdot 10^{-6} \cdot (N_a - 14)^{4.5} & (N_a \ge 14) \end{cases} \tag{2.26}$$

$$N_a = c_1 \cdot N_1 + c_2 \tag{2.27}$$

$$N_1 = 170 \cdot N \Big/ \left(\sigma_v' + 70\right) \tag{2.28}$$

$$c_1 = (F_C + 40)/50 \qquad (10\% \le F_C \le 80\%) \tag{2.29}$$

$$c_2 = (F_C - 10)/18 \qquad (10\% \le F_C) \tag{2.30}$$

ここに，N_a : 粒度の影響を考慮した補正 N 値

N_a : 有効上載圧 σ_v'＝100kPa 相当に換算した N 値

N : 標準貫入試験から得られる N 値

F_c : 細粒分含有率(%)

c_1，c_2 : 細粒分含有率による N 値の補正係数

これらの式を用いて，式（2.16）により液状化抵抗率 F_L を算定し，式（2.15）で過剰間

隙水圧比 r_u を求める．さらに，算定された過剰間隙水圧比 r_u より次式において全水圧 U を求める．なお，本研究では，液状化抵抗率 F_L が 1.0 を下回る（完全液状化）場合は計算の対象外とすることとした．

$$U = U_0 + r_u \times \sigma_v' \tag{2.31}$$

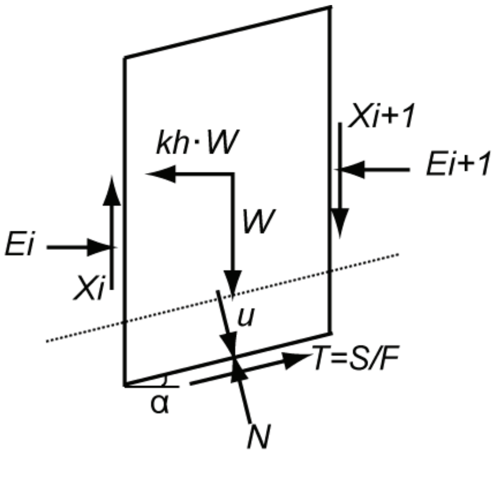
ここに，U：全水圧(kPa)

U_0：初期間隙水圧(kPa)

２．２．４　修正ニューマーク法の提案[16)]

（１）Bishop 法を用いたニューマーク法

ニューマーク法では，前述したように既往の極限平衡法の中でも簡易な手法である修正 Fellenius 法を用いた震度法により臨界円と降伏水平震度を求め，それらを用いて残留変位量が算定されるのが一般的である．極限平衡法による斜面安定の計算は，高次の不静定問題であり，問題の静定化のために通常いくつかの条件を仮定することにより，安全率が算定される．修正 Fellenius 法の場合，分割スライスに作用する力の内（**図－2.5** 参照），スライス間力を全てゼロ，すなわち $E_i=E_{i+1}=0$，$X_i=X_{i+1}=0$ と仮定しており，その条件はあまりにも簡易であるため，その精度に問題があると指摘[17)]がなされている．



図－2.5　分割スライスに作用する力

また，一般に修正 Fellenius 法で求まる安全率は，その他の極限平衡法で算定される安全率と比較して小さい値を示す傾向があることが知られており，さらに斜面内に地下水位がある場合に間隙水圧を考慮するとこの傾向はさらに増長されるとの指摘[17)]や斜面に地下水面がある場合，修正 Fellenius 法で算定されるすべり円弧は他の極限平衡法や有限要素法による結果と大きな違いを生じるとの指摘[18)]もある．よって，本研究のように過剰間隙水圧を考慮する場合，修正 Fellenius 法を用いたニューマーク法では，降伏水平震度の算定において，実際より小さな値を算定してしまい，それによって残留変位量を過大評価する可能性が考えられる．また，臨界円の決定についてもその精度に問題が生じる可能性が考えられる．これらのことから，通常のニューマーク法に上述の過剰間隙水圧の簡易算定手法

を単に組み込むだけでは，得られる残留変位量の精度に疑問が生じることとなる．そこで，本研究ではこのような問題点を解決するために，円弧すべりを想定した極限平衡法の中では，相対的に精度の高い方法として知られている Bishop[19)]により提案されている手法に着目する．この方法では，修正 Fellenius 法ではゼロとしていたスライス間力 X_i を考慮している．このようにスライス間力 X_i を考慮して，修正 Fellenius 法と同様に円弧の中心に関するモーメントの釣合いより安全率の算定式は以下のようになる．

$$F_S = \frac{1}{\sum W \cdot R \cdot \sin\alpha + k_h \cdot W \cdot y_g} R \cdot \sum \frac{c' b + (W + X_{i+1} - X_i - ub) \cdot \tan\phi'}{\cos\alpha + \sin\alpha \cdot \tan\phi' / F_S} \tag{2.32}$$

式（2.32）には，右辺にも求めるべき安全率が含まれており，さらにスライス間力の X_i, X_{i+1} も含まれている．従って，式（2.32）を解くには安全率 F_s，スライス間力 X_i に関して反復計算が必要となる．これに対して，$X_i = X_{i+1}$ と仮定すると，安全率のみの反復計算だけでよく，比較的容易に安全率が算定できる．しかも，この結果得られる安全率と式（2.32）で得られる安全率はあまり変わらないことが経験的に知られている．そこで本研究では，$X_i = X_{i+1}$ と仮定した式（2.33）で表される簡易 Bishop 法（一般に Bishop 法と呼ばれるのはこの方法であり，以後単に Bishop 法と称する）を用いることとする．

$$F_S = \frac{1}{\sum W \cdot R \cdot \sin\alpha + k_h \cdot W \cdot y_g} R \cdot \sum \frac{c' b + (W - ub) \cdot \tan\phi'}{\cos\alpha + \sin\alpha \cdot \tan\phi' / F_S} \tag{2.33}$$

Bishop 法を用いた場合，式（2.10）は式（2.34）となり，式（2.11）は式（2.35）となる．なお，慣性モーメント J ならびに自重による滑動モーメント M_{DW}，地震慣性力による滑動モーメントにおける基準モーメント M_{DK} は，修正 Fellenius 法を用いた場合と同様の式となる．一方，抵抗モーメント M_{RW}，M_{RC} に関してはそれぞれ式（2.36），（2.37）のようになる．

$$k_y = (M_{RW} - M_{DW} + M_{RC}) / M_{DK} \tag{2.34}$$

$$\ddot{\theta} = (k_h - k_y) \cdot M_{DK} / J \tag{2.35}$$

$$M_{RW} = R \sum (W - ub) \cdot \cos\alpha \cdot \tan\phi \Big/ \sum (\cos\alpha + \sin\alpha \cdot \tan\phi / F) \tag{2.36}$$

$$M_{RC} = R \sum c \cdot b \Big/ \sum (\cos\alpha + \sin\alpha \cdot \tan\phi / F) \tag{2.37}$$

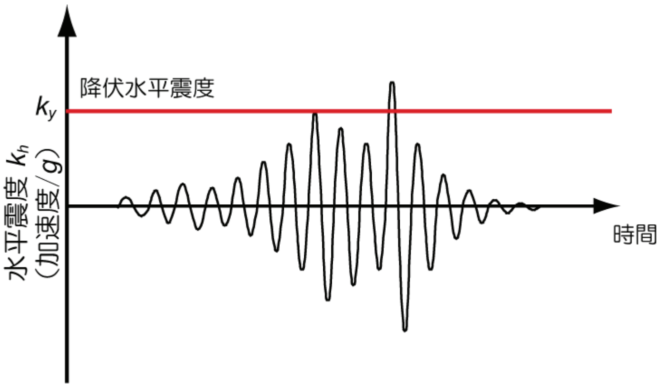
ここに，F：安全率（＝1.0）

（２）過剰間隙水圧時刻歴算定モデルの組み込み

２．２．３項で述べた地震時に発生する過剰間隙水圧の簡易算定手法を上述した Bishop 法を用いたニューマーク法に組み入れることにより，地震時に発生する過剰間隙水圧を考

慮した修正ニューマーク法を提案する．

通常，ニューマーク法では降伏水平震度 k_y は**図－2.6** に示すように，時間に依存せず一定の値となっている．これは，最初に臨界円の水平震度として降伏水平震度 k_y が決定されるためである．しかし，地震時に発生する過剰間隙水圧を考慮する場合，過剰間隙水圧の影響により降伏水平震度 k_y は低下すると思われる．さらに，地震時に発生する過剰間隙水圧は地震が起こると同時に最大値を示すのではなく，実際は時刻歴変化している．そのため，地震が発生するとすぐに降伏水平震度 k_y が過剰間隙水圧の影響により低下するという仮定の下でニューマーク法により残留変位量を算定すると，当然ながら残留変位量を過大評価することになる．よって，過剰間隙水圧の時刻歴を考慮する必要がある．



図－2.6　ニューマーク法における降伏水平震度 k_y の考え方

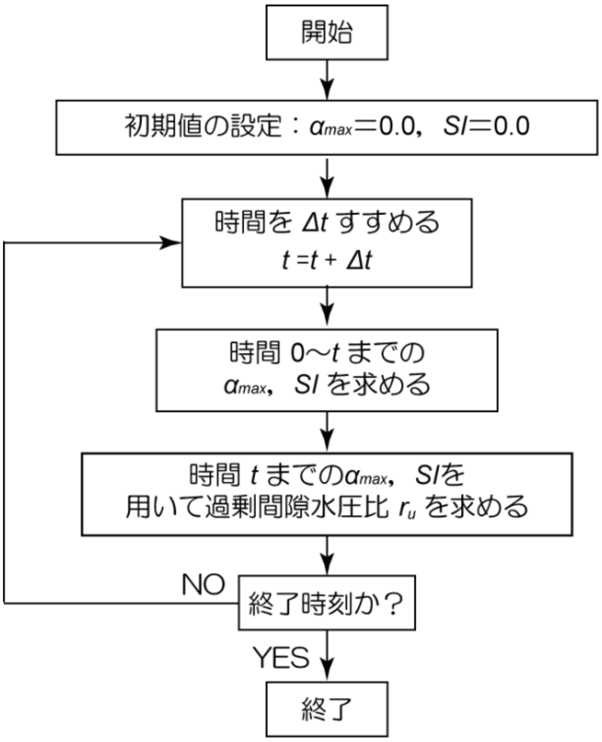
ここで，地震時の過剰間隙水圧の時刻歴変化について検討する．２．３節で示した過剰間隙水圧の算定式の中で，式（2.18）を用いて地震時せん断応力比 L を求めた場合，入力波形の最大水平震度しか用いることができず，佐藤ら[14)]が指摘しているように周期成分の影響についても考慮することができない．そこで，本研究では，地震波形に伴って時刻歴変化する過剰間隙水圧を考慮に入れるため，佐藤ら[14)]が提案している手法を用いて，地震時せん断応力比 L を逐次算定することとする．過剰間隙水圧の時刻歴を考慮する上で重要になるのが，地震動の最大加速度 α_{max} とスペクトル強度 SI を用いている式(2.20)～式(2.23)である．本研究では，**図－2.7** に示す算定フローに従い，最大加速度 α_{max} とスペクトル強度 SI をそれぞれの時間毎で求め，その値を用いて過剰間隙水圧の時刻歴を求めることとする．

まず，最大加速度 α_{max} とスペクトル強度 SI の初期値をそれぞれ 0.0 でとする．地震波形が入力されると，ある時間 t までの最大加速度 α_{max} とスペクトル強度 SI を算定する．これを時間ステップ（本研究では 0.01 秒）毎に繰返し，地震波が全て入力される時間まで続ける．そして，それぞれの時間において算定された最大加速度 α_{max} とスペクトル強度 SI の値を用いて，過剰間隙水圧比 r_u を求めるという手法である．つまり，式（2.31）の全間隙水圧 U は，地震時に発生する過剰間隙水圧を考慮すれば式（2.38）のように表すことができ，さらに得られた全間隙水圧を式(2.36)に入力することにより，最終的に式（2.34）から**図－2.8** に示すような時刻歴変化する降伏震度 k_y が得られることになる．

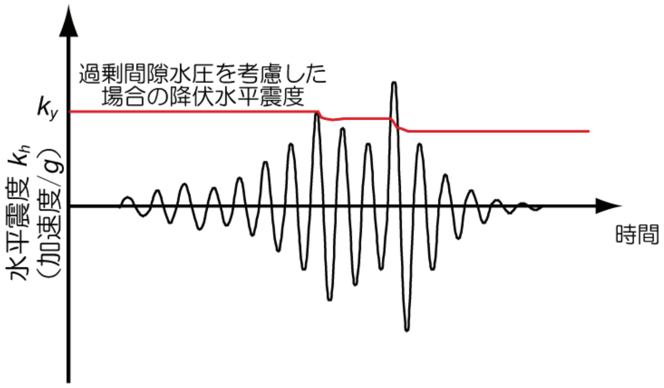
$$U(t) = U_0 + \Delta U(t) \tag{2.38}$$

ここに，$U(t)$：間隙水圧の時刻歴(kPa)

　　　　$U(t)$：過剰間隙水圧の時刻暦(kPa)



図－2.7　過剰間隙水圧の時刻歴を求めるための算定手順



図－2.8　過剰間隙水圧の時刻歴を考慮した降伏震度 k_y の考え方

２．２．５　本手法の適用性の検討 [16)]

本項では，まず，過剰間隙水圧の時刻歴算定モデルの妥当性を過剰間隙水圧の観測データ事例を用いて検証する．つぎに，提案した修正ニューマーク法の適用性について兵庫県南部地震時の被災宅地盛土を対象として検討を行う．

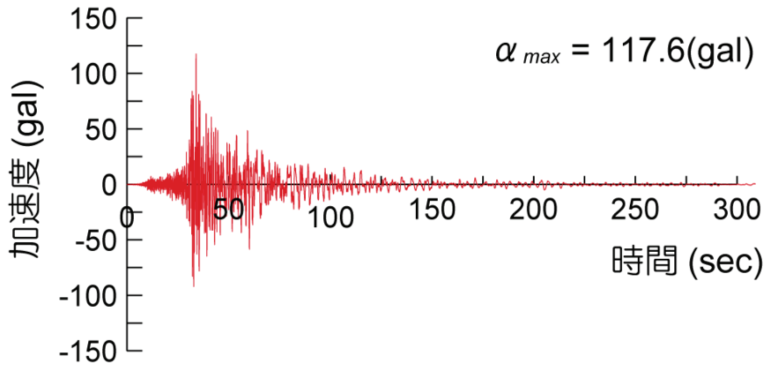
（１）過剰間隙水圧の時刻歴算定モデルの妥当性の検証

２．２．４項に示した過剰間隙水圧の時刻歴算定モデルの妥当性について検討を行う．検討に用いた過剰間隙水圧の観測データは，西川ら[20), 21)]によって平成 5 年（1993 年）の釧路沖地震においてアレー観測された過剰間隙水圧の測定値を用いて検討を行う．観測地点は，北海道苫小牧市の北東部にあるウトナイ湖の南に位置する，高規格高速道路である日高自動車道に沿う地点である．この地点では，間隙水圧計が GL-10.5m（測点 A と称する），GL-14.5m（測点 B とする称する）に設置されている．計算に用いる物性値は，N 値，全上載圧 σ_v 及び有効上載圧 σ_v'に関しては文献[20), 21)]を参考に設定した．しかし，細粒分含有率 F_c については不明なので，間隙水圧計が設置されている場所の土質が砂質土であることを考慮して道路橋示方書[13)]に示されている細粒分含有率 F_c の概略値を参考に F_c=20.0%とした．過剰間隙水圧を算定するために用いた物性値を**表－2.1** に示す．

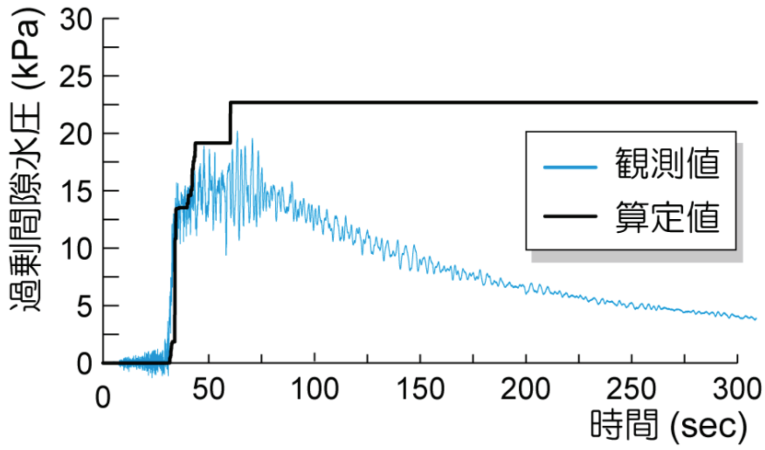
表－2.1　入力物性値

物性値／測点	N 値	全上載圧 σ_v(kPa)	有効上載圧 σ_v'(kPa)	細粒分含有率 F_c(%)
測点 A	5	179.9	101.99	20.0
測点 B	8	254.4	137.29	20.0

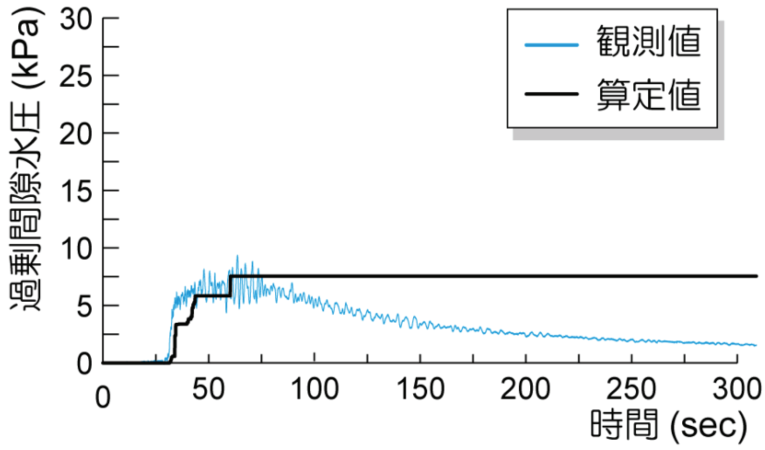
図－2.9[22)]に観測された加速度波形を示す．**図－2.9**[22)]より，最大加速度は 117.6gal である．また，地震動の継続時間が長いことより釧路沖地震は道路橋示方書が示す地震動のタイプ I（海洋型地震）であると考えられることから，地震動特性による補正係数 C_w＝1.0 とした．**図－2.10，2.11** に，測点 A，B に設置された間隙水圧計で観測された過剰間隙水圧の時刻歴[22)]と過剰間隙水圧の時刻歴算定モデルでの算定結果を示す．**図－2.10，2.11** より，過剰間隙水圧の実測値は測点 A，B どちらも 30sec 付近から上昇している．一方，本研究で提案した過剰間隙水圧の時刻歴モデルでは測点 A，B どちらも実測値に比してやや遅れている結果となった．また，最大値では測点 A の実測値が 20.19kPa であるのに対して，算定値では 22.70kPa，一方測点 B の実測値が 9.36kPa であるのに対して，算定値では 7.53kPa と両測点とも若干実測値とズレはあるが，ほぼ実測値を再現しているといえる．また，**図－2.10，2.11** より実測値では過剰間隙水圧がピークに達したあと消散し，地震終了時で最大値の 1/4 にまで低下しているが，本研究の手法ではこの低下過程は表現できていない．以上のことから，本研究で提案した過剰間隙水圧の時刻歴算定モデルによる算定値は，低下過程については実測値の挙動とは異なるものの，過剰間隙水圧が地震の影響により上昇していく過程は概ね再現できているといえ，有限要素法を用いた動的有効応力解析により求める場合に比して，簡便に過剰間隙水圧の時刻歴を求めることができる手法であるといえる．



図－2.9　観測加速度波形 [22)]



図－2.10　観測された過剰間隙水圧の時刻歴（測点 A）



図－2.11　観測された過剰間隙水圧の時刻歴（測点 B）

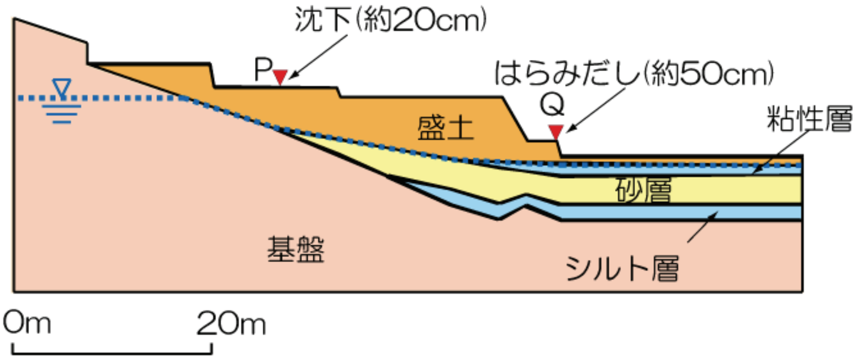
（２）修正ニューマーク法の適用性の検証

1) 解析対象地ならびに入力物性値

解析の対象とした被災宅地盛土では，村上 [23)] によって詳細な検討がなされており，地盤の物性値などが詳細に求められている．**図－2.12**[23)] に解析対象地の平面図を，解析測線（**図－2.12**[23)] 中の測線 AB）の断面図を**図－2.12**[23)] に示す．なお，**図－2.12**[23)] には，被害状況に

ついても示している．

図－2.12　解析対象地の平面図 [23]（一部加筆）



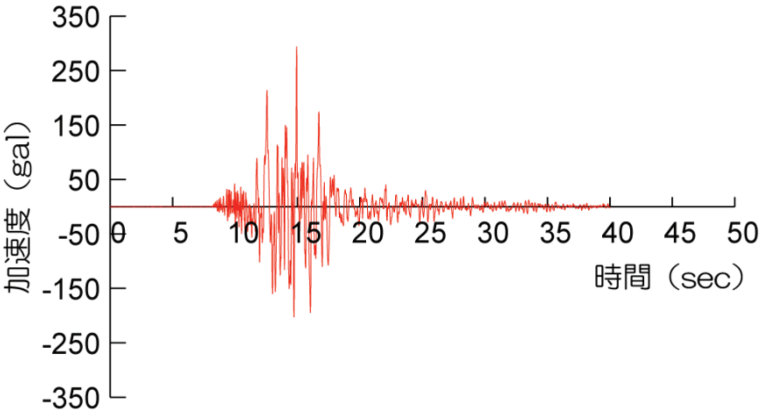
図－2.13　解析測線 AB の断面図ならびに被害状況 [23]（一部加筆）

図－2.13[23]より，この宅地では兵庫県南部地震により，地点 P において地盤の沈下が最大で約 20cm，地点 Q では石積擁壁のはらみだしが約 50cm に達する被害が発生していた．また，この被災宅地盛土では，地震発生後にボーリング調査が行われており，**図－2.13**[23]に示したように盛土下部に地下水位が存在していたことが明らかになっている．村上 [23]は，この被災宅地盛土を対象に従来手法のニューマーク法と動的有効応力解析コード「FLIP」[11]を用いて残留変位量を算定している．

この被災盛土に対して，提案した修正ニューマーク法により残留変位量の算定を行う．解析に用いる入力物性値および入力地震動波形は，本解析対象地で村上 [23]が用いたものとする（**表－2.2**[23]，**図－2.14**[23]参照）．なお，**図－2.14**[23]に示した入力地震動波形は，盛土内の地震動の増幅特性を考慮するため，地震応答解析により，すべり土塊内に含まれる FEM 節点のすべての最大応答加速度を求め，その平均値の値が最大値となるように神戸大観測波形（EW 方向）を振幅調整したものである．また，細粒分含有率 *Fc* については，道路橋示方書 [13]を参考に，それぞれの層の値を決定した．

表－2.2　入力物性値 [23)]

物性値 / 土層区分		有効粘着力 c'(kPa)	有効内部摩擦角 Φ(°)	単位体積重量 γ_t(kN/m^3)	N 値	細粒分含有率 *Fc*(%)
盛土層		10.0	40.0	18.0	7	25.0
崖錐堆積物	粘土層	5.0	0.0	15.7	4	80.0
	砂層	0.0	30.0	17.6	3	30.0
	シルト層	10.0	10.0	15.7	4	65
基盤		400	50.0	23.0	60	-



図－2.14　入力地震動波形 [23)]

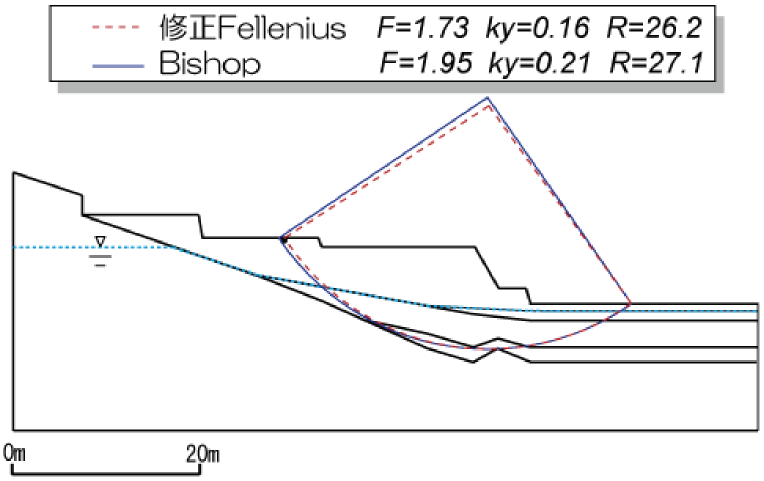
2) 修正ニューマーク法による残留変位量の算定結果

提案した修正ニューマーク法を用いて残留変位量を算定し，実被害との比較を行う．なお，上述したように村上 [23)]は，本被災宅地盛土を対象に従来手法のニューマーク法と動的有効応力解析コード「FLIP」を用いて残留変位量を算定しており，これらの算定結果との比較も行うこととする．

a) すべり円弧の算定

まず, 残留変位量を算定するために用いるすべり円弧を求める. 図－2.15 に修正 Fellenius 法，Bishop 法で求めた臨界円を示す．また，図中にはそれぞれの手法で求まる安全率 F，降伏水平震度 k_y，臨界円の半径 R も示している．

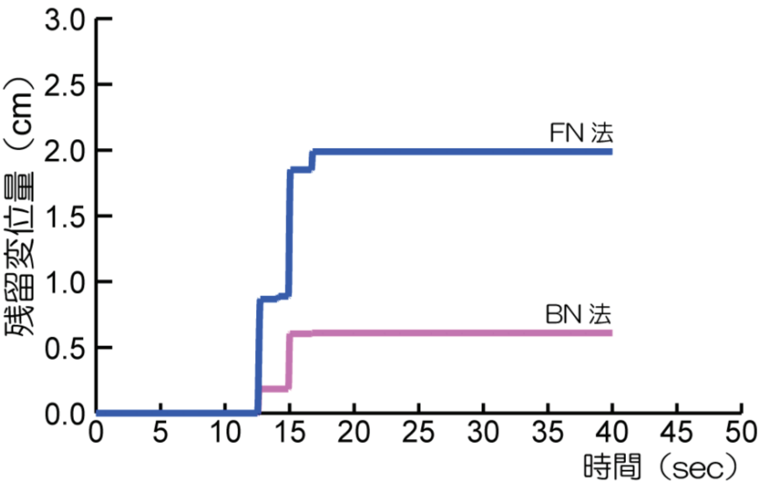
この図－2.15 より，円弧形状は若干 Bishop 法で求めた臨界円の方が大きいものの，それほど大きな違いはみられない．しかし，安全率 F，降伏水平震度 k_y については，ともに Bishop 法で求めたほうが大きくなっており，従来から指摘されていることと同様の傾向を示している．



図－2.15　修正 Fellenius 法ならびに Bishop 法で求めた臨界円

b) 残留変位量の算定結果の比較

まず，従来のニューマーク手法[8)]（修正 Fellenius 法＋過剰間隙水圧の考慮なし：以下，FN 法と称する）と Bishop 法を用いたニューマーク法（過剰間隙水圧を考慮していない：以下，BN 法と称する）で求めた残留変位量の算定結果を図－2.16 に示す．

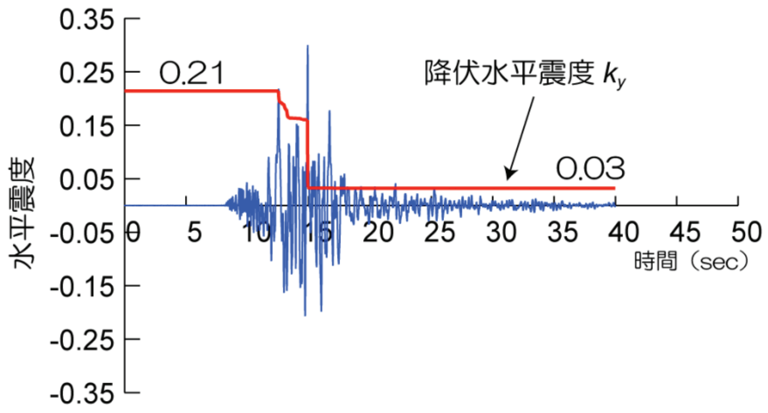


図－2.16　FN 法と BN 法による残留変位量の算定結果

図－2.16 より，FN 法で求めた残留変位量は約 2.0cm であり，BN 法ではさらに小さい約 0.6cm という結果になっている．このことは，修正 Fellenius 法や Bishop 法により算定された降伏水平震度 k_y の差により生じたと考えられる．また，算定された残留変位量は実被害と大きく異なる結果となっており，どちらの方法も実被害を十分再現できていない．これは，どちらの手法も地震時の過剰間隙水圧を考慮できていないため，残留変位量が実際の被害に比べて小さくなったものと考えられる．

つぎに，本研究で提案した修正ニューマーク法により残留変位量の算定を行う．図－2.17

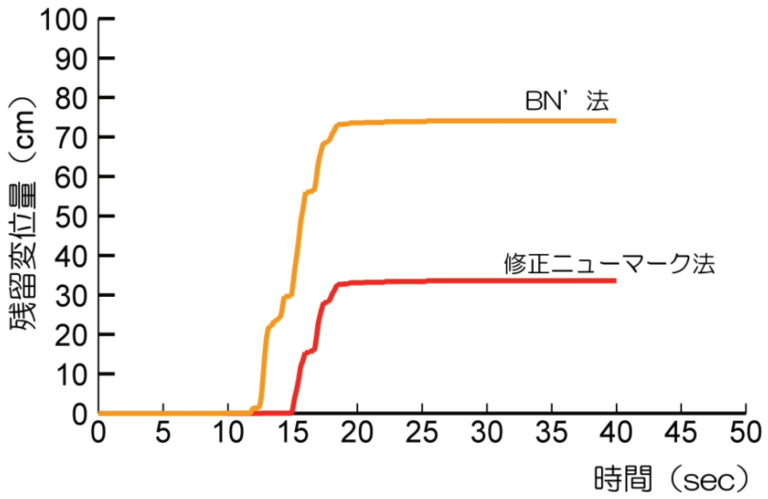
に降伏水平震度 k_y の時刻歴変化を示す．



図－2.17　修正ニューマーク法における降伏水平震度 k_y の時刻歴変化

図－2.17 より，時刻とともに降伏水平震度 k_y は 0.21 から徐々に変化し，最も大きな震度振幅のところで大きく低下し，最終的に 0.03 となっている．

図－2.18 に，修正ニューマーク法により求めた残留変位量の算定結果を示す．なお，比較のため，過剰間隙水圧の最大値のみを用いた場合（過剰間隙水圧の時刻歴を考慮しない場合：以下，BN’法と称する）の残留変位量についても図中に示した．なお，この場合の降伏震度 k_y は 0.03 であり，BN 法の際の 0.21 に比してかなり小さい．



図－2.18　修正ニューマーク法とＢＮ’法による残留変位量の算定結果

図－2.18 より，BN’法により求められた残留変位量は，約 74cm と実被害に比べて大きな値を示している．これは，前述したように過剰間隙水圧の最大値のみを考慮することにより過剰間隙水圧の影響を過大評価したことになり，結果として残留変位量が大きくなったものと考えられる．一方，本研究で提案した修正ニューマーク法により算定した残留変位量は約 37cm と実被害（盛土天端で沈下約 20cm）に比して若干大きい結果となったが，

他の手法に比して最も実被害に近い値を示したといえる．また，村上[23)]が動的有効応力解析を用いて求めた残留変位量は約 39cm であり，本手法の結果はこの値に非常に近い結果であった．

以上のことから，ニューマーク法を用いて残留変位量を算定する場合，過剰間隙水圧を考慮しない場合，あるいは過剰間隙水圧の最大値のみを考慮した場合には，実被害と大きく異なる残留変位量を算定する結果となり，本研究で提案した地震時の過剰間隙水圧の影響を考慮に入れた修正ニューマーク法では実被害を概ね再現できているといえる．また，村上[23)]が行ったような動的有効応力解析と比較しても，簡便に残留変位量を求めることのできる本手法は，残留変位量算定手法としての有用性を示しているものと思われる．

２．２．６　まとめ

本節では，残留変位量の簡易算定手法として最もよく用いられているニューマーク法に着目し，この手法に簡便に過剰間隙水圧を算定することのできる方法を組み入れることにより,地震時に発生する過剰間隙水圧を考慮した修正ニューマーク法を提案した.さらに，兵庫県南部地震時の被災宅地盛土を対象として，他の手法と比較することで本手法の適用性について検討を行った．得られた結果を以下にまとめる．

１）従来用いられてきたニューマーク法では，修正 Fellenius 法により限界水平震度や臨界円を算定していたが，本研究のように，地震時に発生する過剰間隙水圧を考慮する場合，その精度に問題があることを指摘し，臨界円と限界水平震度を算定するのに円弧すべりを想定した極限平衡法の中では，円弧すべりを想定した極限平衡法の中では，相対的に精度の高い方法として知られている Bishop 法を用いたニューマーク法の提案を行った．

２）地震時に発生する過剰間隙水圧の簡易手法として提案されている道路橋示方書と佐藤らによって提案されている手法を用いて，過剰間隙水圧の時刻歴算定モデルを提案した．1993 年の釧路沖地震においてアレー観測された過剰間隙水圧の測定結果と比較することにより，本手法の妥当性の検討を行った．その結果，過剰間隙水圧の時刻歴算定モデルによる算定値は，低下過程については実測値の挙動とは異なるものの，過剰間隙水圧が地震の影響により上昇していく過程は概ね再現できているといえ，有限要素法を用いた動的有効応力解析により求める場合に比して，簡便に過剰間隙水圧の時刻歴を求めることができる手法であるといえる．

３）Bishop 法を用いたニューマーク法に過剰間隙水圧の時刻歴算定モデルを組み込むことにより，地震時に発生する過剰間隙水圧を考慮した修正ニューマーク法を提案した．本手法の妥当性の検証を兵庫県南部地震時の被災宅地盛土を対象として行った．その際，数種のニューマーク法（従来のニューマーク法，Bishop 法を用いたニューマーク法，過剰間隙水圧の時刻歴を考慮していない Bishop 法を用いたニューマーク法）と動的有効応力解析コード「FLIP」を用いて求められた残留変位量との比較も行った．そ

の結果，ニューマーク法の中では本研究で提案した修正ニューマーク法が最も実被害を良好に再現している結果となった．また，動的有効応力解析の結果ともほぼ一致しており，簡便に残留変位量を求めることのできる本手法は，残留変位量算定手法としての有用性が確認できた．

２．３　盛土の地震時安定性検討における信頼性解析の有用性の検討

２．３．１　はじめに

詳細な耐震設計を行う場合，簡便法に比してより詳細に地震時斜面の挙動を表現できることから地震応答解析による検討が必要である．このような解析を行う場合，その算定手法の精度向上もさることながら，算定に用いる入力物性値の精度も当然のことながら解析結果に大きな影響を与えるため重要な要因である．一般に，地盤はその材料特性として不均質性を有していることが知られており，入力物性値の取得のためには詳細な地盤調査が必要である．しかしながら，詳細な地盤調査を行うためには多くの調査費用等が必要となり経済的な問題が発生する場合や既設盛土の耐震性の評価の場合には十分なパラメータを得ることが困難な場合などがあるため，多くの場合は限られた調査結果をもとに物性値を設定し，地盤は均質であると仮定して確定論的な検討が通常行われてきた．

これに対して，構造物を設計する際の種々のパラメータには，何らかの不確定要素が含まれており，これらを確定論的に決定するのではなく，確率論的に扱い構造物の破壊確率を算定する設計法があり，信頼性設計法 [4), 5), 6), 7)]と呼ばれている．すなわち，信頼性設計法とは，構造物を設計する際に関係する様々な要因の不確定要素について確率論を用いて評価し，合理的な設計を行おうとする設計法の総称である．信頼性設計法は，土木構造物の設計のみに適用されるものではなく，広く一般の構造物の設計にも適用可能であるといえる．序章でも述べたように，これまで盛土を対象とした信頼性解析に関する既往の研究としては，そのほとんどが盛土の静的な安定解析に適用されたものであり，本研究で対象としているような盛土の動的問題に関する検討は，ほとんど行われていない．そこで，本節では，盛土の地震時安定性評価における信頼性解析の有用性についての検討を行う．具体的には, まず, 地盤が本来有していると考えられる空間的な不均質性を考慮するため，不均質パラメータ間の相関関係を考慮した確率論的モデルによる地盤のモデル化について検討する．つぎに，過去の地震において被災した盛土構造物の地震応答解析を対象に，地盤の不均質性を考慮してない確定解析，従来の空間的不均質性を考慮していない信頼性解析，および本研究で提案する空間的不均質性を考慮した信頼性解析を行い，これらの結果を比較検討することにより，盛土の地震時安定性検討における地盤の空間的不均質性を考慮することの有用性の検証を行う．

２．３．２　信頼性設計法の理論

信頼性設計法の基礎理論について以下に述べる．

（１）信頼性設計法のレベル

信頼性設計法 [4), 5), 6), 7)]とは，構造物を設計する際に影響すると思われる不確定要因を確率論を用いて評価し，合理的な設計を目指すものであると定義される．ここで，信頼性設計は不確定性の考慮の度合いにより表－2.35[6)]に示すように 3 つのレベルに分類される．信頼性設計法のレベルが 1，2，3 と上がるにつれて，不確定要素を詳細に考慮していることになる．以下に，各レベルの信頼性設計法の概要を述べる．

表－2.3　信頼性設計法のレベル [6)]

設計法	基本変数	安全性評価	照査方法	照査指標
レベル１ 信頼性設計法	決定変数 （確定値）	部分安全係数	設計照査式	目標安全率
レベル２ 信頼性設計法	確率変数 （標準偏差）	信頼性指標 β	２次モーメント法 FOSM AFOSM	目標信頼性 指標
レベル３ 信頼性設計法	確率変数 （確率分布）	破壊確率 Pf	ﾓﾝﾃｶﾙﾛｼﾐｭﾚｰｼｮﾝ 確率有限要素法	許容破壊確率

1) レベル１信頼性設計法

設計には，従来の確定論的な設計照査式を用いる．しかしながら，設計を行う際に想定される不確定要素を，設計に用いる各パラメータに対する部分安全係数により割り引くことで対処し，構造物の信頼性を確保しようとするものである．直接的には確率論に基づいていないので厳密には信頼性設計法ではないが，部分安全係数の設定に確率論が必要であり，確率に基づいた限界状態設計法として位置付けられる．

2) レベル２信頼性設計法：

構造物の破壊確率を間接的に求めようとするものである．破壊に関係する不確定要素の確率統計的な特性，すなわち平均や分散が既知である場合に，2 次モーメント法や，1 次ガウス近似法（FOSM : First Order Reliability Method），修正 1 次ガウス近似法（AFOSM : Advanced First Order Reliability Method）により安全性指標を求め，間接的に破壊確率を算定するものである．

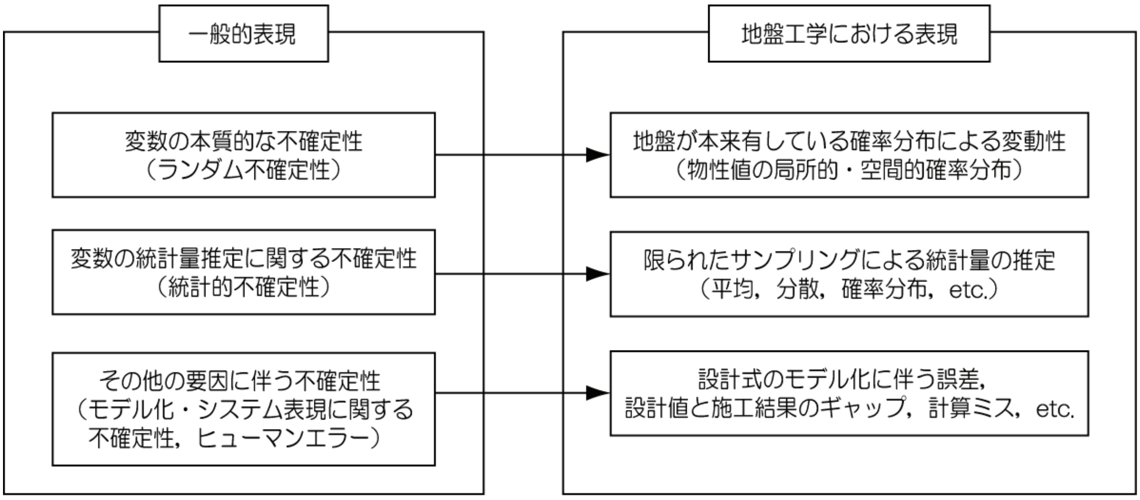
3) レベル３信頼性設計法

構造物の破壊確率を直接的に求めようとするものである．破壊に関係する不確定要素の確率統計的な特性，すなわち平均や分散に加え，確率分布が既知であるときに，モンテカルロシミュレーションや確率有限要素法により，破壊確率を算定するものである．

（２）不確定性の定義

図－2.19 に示すように，信頼性設計法で取り扱う不確定要素としては，①変数の本来的な不確定性，②変数を平均値，標準偏差，確率分布等の統計量を推定する際のサンプリングにおける統計的不確定性，③その他の要因に伴う不確定性がある．これらの不確定要素を地盤工学の問題に適用した場合，**図－2.19** に示すような対応関係となる．①に関しては，一般的に地盤の不均質性を称されている地盤材料が本来有している不確定性であり，直接的にその影響を考慮しなければならない．②に関してはサンプリング数を増やしたり，試験精度を向上させたりすることにより低減することができる．③に関しては設計を行う際の算定式のモデル化等に代表される一定の精度で生じる誤差である． このことから，①および②に関するものが地盤に関連する不確定性，すなわち地盤の不均質性と称されるもの

であり，本研究においてもこれらの地盤の不均質性に着目して検討を行う．



図－2.19　不確定要素の分類

（３）性能関数と破壊確率

本研究では，3 つある信頼性設計法のレベルのうち，最も詳細に地盤の不均質性を考慮できるレベル 3 信頼性設計法のうち，モンテカルロシミュレーションによる手法を用いることとする．以下に，モンテカルロシミュレーションの概要を示す．

まず，レベル 3 信頼性設計法の安全性の評価指標である破壊確率を求めるための式が必要となるが，これは性能関数 Z と呼ばれている．性能関数 Z は，式（2.39）あるいは式（2.40）のように定義される．

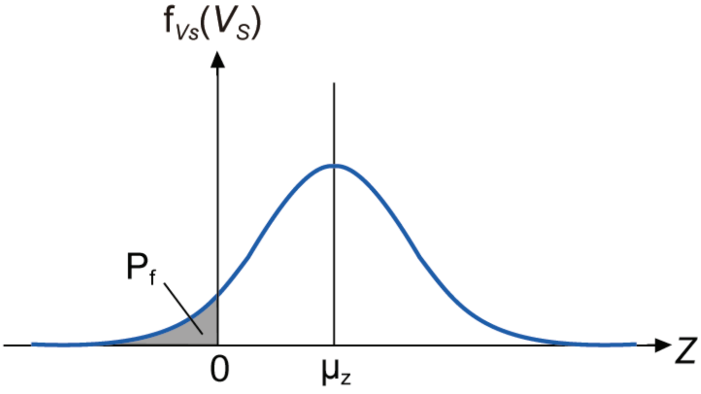
$$Z = \frac{R}{S} - 1 \tag{2.39}$$

$$Z = R - S \tag{2.40}$$

ここで，R は構造物の破壊に対する抵抗力，S は構造物に破壊を生じさせようとする力である．また，性能関数 Z が定義された場合の破壊確率 P_f は，式（2.41）で表される．

$$P_f = \Pr\left(Z \le 0\right) \tag{2.41}$$

すなわち，性能関数 Z が負になる場合が破壊であると判断されるので，性能関数 Z の形状は一義的に決まるものではない．レベル 3 の信頼性設計法は，**図－2.20** に示すように破壊モードに関係する不確定要素の確率統計的な特性が全て既知であるとの前提のもとにモンテカルロシミュレーション等を用いて，直接的に破壊確率 P_f を算定するものである．この場合，破壊確率 P_f は，式（2.42）に示すように性能関数 Z が負になる回数 N_f を全試行回数 N で除すことにより求めることができる．



図－2.20　性能関数と破壊確率

$$P_f = \frac{N_f}{N} \tag{2.42}$$

盛土の安定問題を考えた場合，性能関数は一例として式（2.43）のように定義することができる．

$$Z = \frac{R}{S} - 1 = F_S - 1 \tag{2.43}$$

すなわち，安全率 Fs が 1.0 を下回った場合，盛土は破壊すると判定され，その確率が破壊確率 P_f となる．

２．３．３　地盤の空間的不均質性を考慮した信頼性解析 [24)]

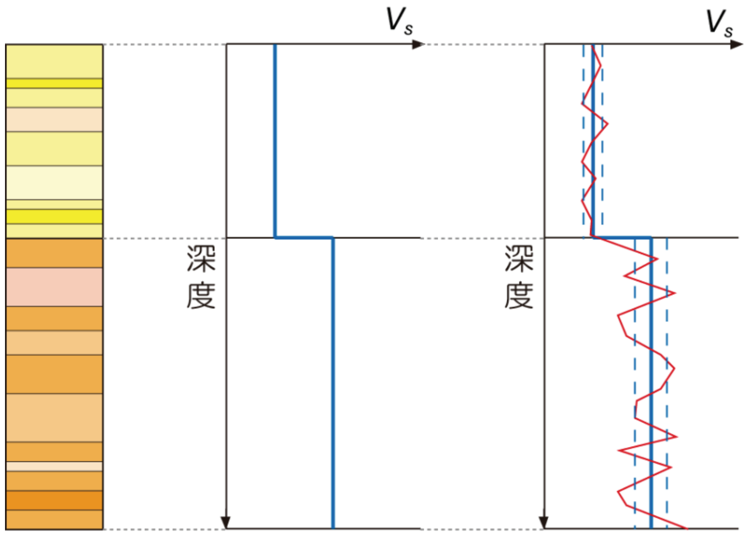
地盤の不均質性は，一般に統計的不確実性および空間的不均質性に分類できる．地盤の信頼性解析を行うには，これらの不均質性を考慮した地盤モデルを用いる必要があると考えられる．通常，不均質パラメータとして用いられるのは，地盤の強度定数，すなわち粘着力 c および内部摩擦角 ϕ である．単位体積重量 γ の不均質性については，その不均質性の度合いが強度定数 c，ϕ よりも小さい [4)] こと，ならびに解析結果に与える影響が小さいことから本研究では考慮しないこととする．さらに，強度定数 c，ϕ の不均質性に加えて，動的問題を扱うという観点から，本研究ではせん断波速度 V_s の不均質性についても考慮することとし，それら不均質パラメータ間の相関関係についても考慮する．

（１）地盤の不均質性のモデル化

前述したように，不均質性を考慮するパラメータとして，地盤の強度定数である粘着力 c および内部摩擦角 ϕ とせん断波速度 V_s に着目し，地盤の不均質性のモデル化を行う．

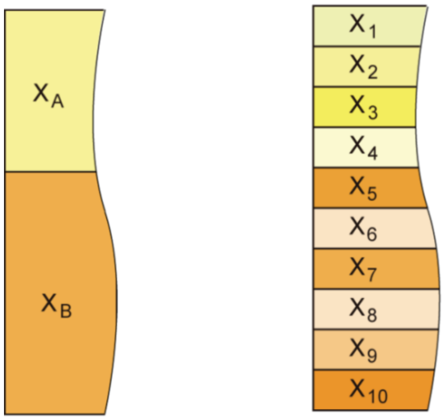
図－2.21 に示すような地盤調査結果が得られたとする．なお，この図は速度検層によるせん断波速度 V_s の測定結果をイメージしている．ここで，図－2.21a)に示すような柱状図が得られている箇所において，ダウンホール法等の鉛直方向の分解能が低い手法による速度検層が行われた場合，図－2.21b)に示すような二層からなる地盤として分類される．一方，サスペンション法等の鉛直方向の分解能が高い手法により速度検層が行われた場合，

平均値的には**図－2.21b)**に近い値であるが，**図－2.21c)**に示すような，ある程度の幅を持ってせん断波速度 V_s の値が変動する結果が得られる．この地盤について，数値解析を行うための解析モデルの設定について考える．通常，**図－2.21b)**の結果から**図－2.22a)**に示すように 2 層に分けてせん断波速度 V_s を設定した地盤モデルが作成される．あるいは，詳細な地盤調査が行われた場合には，**図－2.21c)**の結果から**図－2.22b)**に示すような地盤を幾つかの層に分割し，複雑な地盤の互層構造を再現した地盤モデルが作成されることとなる．ここで，これらの地盤モデルは，地盤の不均質性を考慮しておらず，前者を確定地盤モデルのタイプ A，後者を確定地盤モデルのタイプ B と称することとする．



a)　ボーリング調査結果　b)　速度検層結果 A　c)　速度検層結果 B

図－2.21　地盤調査結果の概念図

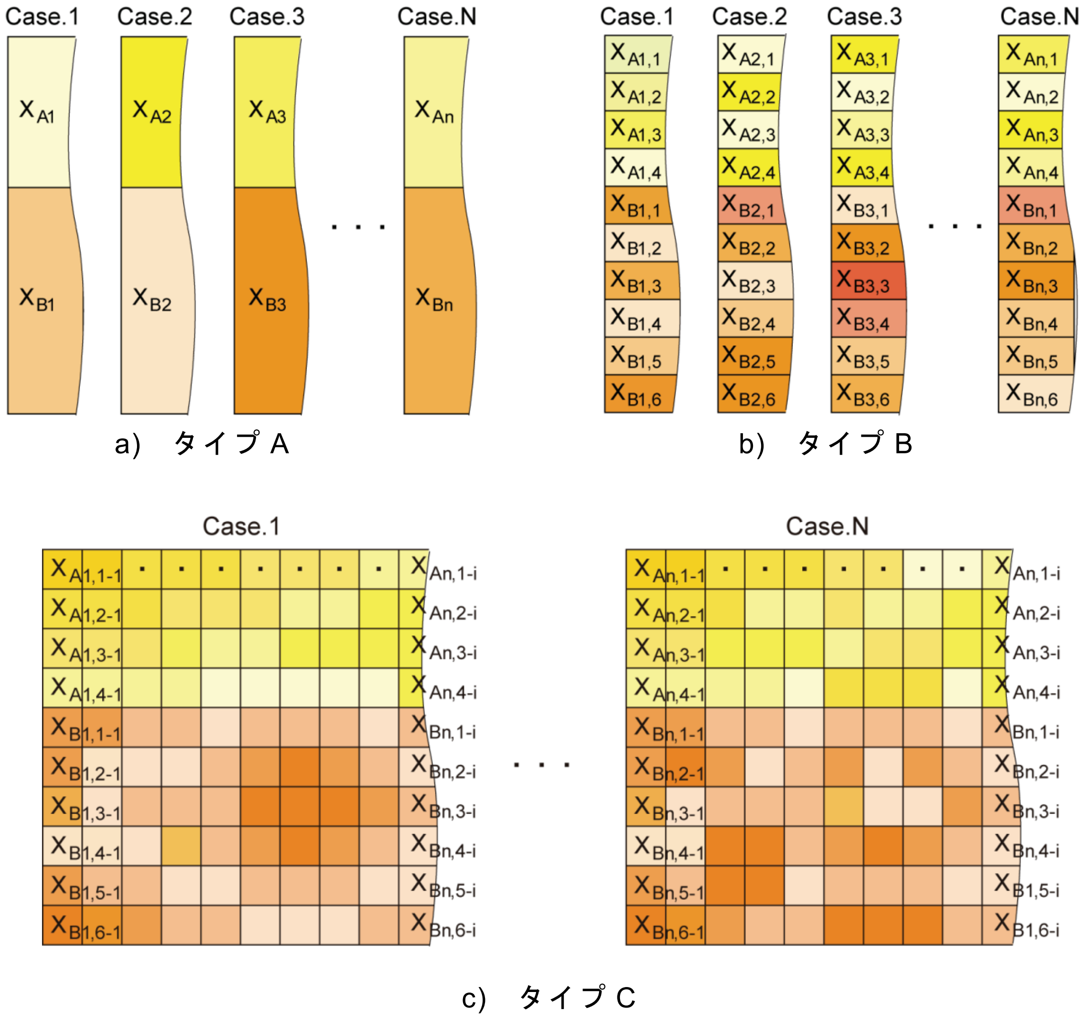


a)　タイプ A　　　b)　タイプ B

図－2.22　確定地盤モデルの概念図

一方，**図－2.21c)**からも分かるように，せん断波速度 V_s はある程度の幅を持って値が変動しているので，これを不均質性として捉え，確率論的に地盤モデルを作成する手法も考

えられる．まず，図－2.23a)に示すような，2 層に分割した中での層全体で不均質性を確率論的に再現したモデルが考えられる．これは，信頼性設計法の分野で，従来から多く用いられてきたモデルである．以下，このモデルを確率地盤モデルのタイプ A と称することとする．しかしながら，大まかには 2 層に分割できる地層においても，図－2.21a)，c)に示すように複雑な互層構造があることから，図－2.23b)に示すように，各層を一定の厚さで鉛直方向に分割し，その分割した薄層毎に確率論的に不均質性を再現するモデルが考えられる．この場合，鉛直方向のみの不均質性を 1 次元的に考慮している．以下，このモデルを確率地盤モデルのタイプ B と称することとする．また，実際の地盤は鉛直方向に比べてその度合いは小さいが，水平方向にも不均質性を有していると考えられるので，図－2.23c)に示すように，鉛直方向と水平方向の不均質性を 2 次元的に考慮するモデルが考えられる．以下，このモデルを確率モデルのタイプ C と称することとする．なお，確率地盤モデルのタイプ B および C において考慮する各地層内における鉛直方向の互層構造の層厚は 1m を基本単位とすることとした．これは，標準貫入試験や速度検層により地層構造を把握することを想定した場合，通常測定における分解能が 1m 程度であること，加えて有限要素法におけるメッシュサイズをあまりにも小さく設定することは，解析上においても非常に不経済であることによるものである．



図－2.23　確率地盤モデルの概念図

（２）不均質パラメータの確率分布

1)統計的分布

確率地盤モデルのタイプ A で規定すべき統計的分布傾向としては正規分布を採用した．正規分布は，式（2.44）に示すように平均値 μ と標準偏差 σ が既知であればよい．また，実際に地盤の各パラメータも正規分布で近似できることから，従来から行われている信頼性解析において，よく用いられているモデルである．

$$f(x)=\frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma}\exp\left[-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\mu}{\sigma}\right)^2\right] \tag{2.44}$$

2)空間的分布

確率地盤モデルのタイプ B ならびにタイプ C で規定すべき空間的分布傾向は，正規確率場[25)]に従うものとした．タイプ B では，深さ方向のみの不均質性を考慮しているので，1 次元正規確率場を用いることとした．なお，1 次元正規確率場は，式（2.45）で示されるように，対象場の平均値 f_μ に，変動項 $f(z_i)$を加えることにより得られ，その変動項 $f(z_i)$は，式（2.46）から求められる．ここで，Nz は波数空間における波数の上限であり，通常非常に大きな値に設定される．また，ϕ_m は区間［0~2π］の独立な一様乱数であり，k_{zm} は式（2.47）から，A_m は式（2.48）から求められる．式（2.47）の$\tilde{k}$は，波数ベクトルであり，Δk_z は波数の増分であり，通常小さな値に設定される．また，式(2.49)で定義される$S(\tilde{k})$は数空間のスペクトル密度関数であり，本研究では 2 点間の距離が離れるにつれ，指数関数的に自己相関性が低下するモデルを採用した．ここで，σ は確率場の標準偏差，b_z は深さ方向の相関長さである．標準偏差 σ の値が大きいほど，ばらつきの程度は大きく，相関長さ b_z の値が大きいほど，近傍点との類似性が大きくなると判断される．

$$F(z_i)=f_\mu+f(z_i) \tag{2.45}$$

$$f(z_i)=\sqrt{2}\sum_{m=1}^{N_z}A_m\left[\cos\left(\phi_m+k_{zm}z_i\right)\right] \tag{2.46}$$

$$k_{zm}=\tilde{k}=m\Delta k_z \tag{2.47}$$

$$A_m=\sqrt{2S(\tilde{k})\Delta k_z} \tag{2.48}$$

$$S(\tilde{k})=S(k_z)=\sigma^2\frac{b_z}{\pi}\exp\left[-\left(\frac{b_z{}^2}{4}k_z{}^2\right)\right] \tag{2.49}$$

また，確率地盤モデルのタイプ C においては，鉛直方向の不均質性に加え，水平方向の不均質性についても考慮するので 2 次元正規確率場を用いることとする．ここで，2 次元正規確率場は，上述の 1 次元確率場を 2 次元に拡張したものであり，式（2.50）～式（2.54）から求められる．ここで，添え字が x のものは 1 次元モデルで鉛直方向に定義した各量の

水平方向に関するものである.

$$F(z_i, x_j) = f_\mu + f(z_i, x_j) \tag{2.50}$$

$$f(z_i, x_j) = \sqrt{2}\sum_{m=1}^{N_z}\sum_{l=1}^{N_x} A_{ml}\left[\cos\left(\phi_{ml} + k_{zm}z_i + k_{xl}x_j\right) + \cos\left(\psi_{ml} - k_{xl}x_j + k_{zm}z_i\right)\right] \tag{2.51}$$

$$k_{xl} = \tilde{k} = l\Delta k_x \tag{2.52}$$

$$A_{ml} = \sqrt{2S(\tilde{k})\Delta k_z \Delta k_x} \tag{2.53}$$

$$S(\tilde{k}) = S(k_z, k_x) = \sigma^2 \frac{b_z b_x}{4\pi}\exp\left[-\left(\frac{b_z^{\ 2}}{4}k_z^{\ 2} + \frac{b_x^{\ 2}}{4}k_x^{\ 2}\right)\right] \tag{2.54}$$

２．３．４　不均質パラメータ間の相関関係[24)]

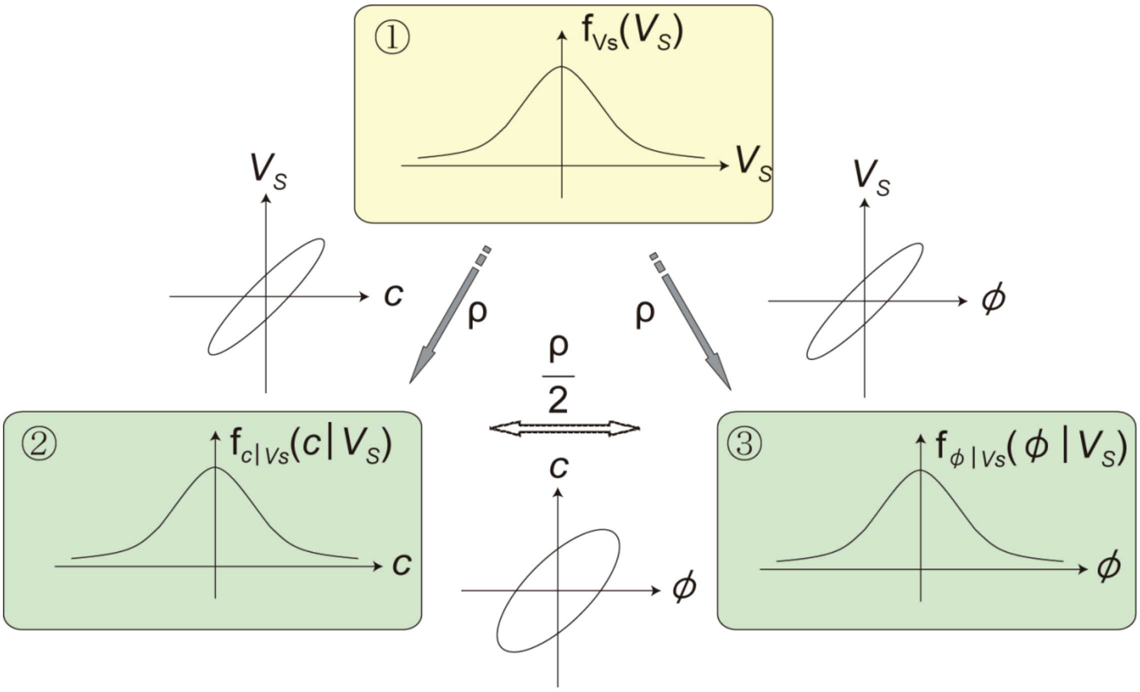
本研究では, 不均質パラメータ間の相関関係を考慮するため, 2 次元正規分布を用いた. 一般的には，N 値とせん断波速度 V_S には正の相関があり，せん断波速度 V_S が大きくなると地盤は一般的に密になり，それに伴い強度も高くなるので，強度定数 c, ϕ も大きくなるとされている[26)]．ここで，これらのパラメータは簡単のため線形関係にあると仮定した. まず, せん断波速度 V_S と強度定数 c, ϕ の間に正の相関関係があるとして地盤の不均質性をモデル化する際に，2 次元正規乱数[27), 28)]を用いて強度定数 c, ϕ を発生させる．ここで，必要となるパラメータは，強度定数 c, ϕ の平均値 μ_x および標準偏差 σ_x，並びにせん断波速度と V_S の間の相関係数 ρ である．**図－2.24** に示すように，まず，せん断波速度 V_S の 2 次元正規確率場 $F(z_i,x_i)$ を式（2.50）を用いて発生させる．つぎに，得られた空間の各点におけるせん断波速度 V_S（$=F(z_i,x_i)$）を用いて，それぞれ式（2.55）で示される条件付き正規確率分布関数 $f_{Y|X}(y|x)$ により, 粘着力 c および内部摩擦角 ϕ を発生させる. これは, 式(2.56) で示される条件付き標準偏差 $\sigma_{Y|X}$，および式（2.57）で示される条件付き平均値 $\mu_{Y|X}$ によって規定される正規確率分布関数である．この手順により乱数を発生させると，せん断波速度 V_S と粘着力 c，内部摩擦角 ϕ の相関係数 ρ に比べて，粘着力 c と内部摩擦角 ϕ の相関係数は $\rho/2$ となる．これらの手順により発生した空間的に不均質性を有し，さらにパラメータ間の相関性を有した地盤モデルを確率地盤モデルとして，以下の解析に用いる.

$$f_{Y|X}\left(y|x\right) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma_{Y|X}}\exp\left[-\frac{1}{2}\left(\frac{y-\mu_{Y|X}}{\sigma_{Y|X}}\right)^2\right] \tag{2.55}$$

$$\sigma_{Y|X} = \sigma_Y\sqrt{1-\rho^2} \tag{2.56}$$

$$\mu_{Y|X} = \mu_Y + \rho\frac{\sigma_Y}{\sigma_X}\left(x - \mu_X\right) \tag{2.57}$$

また，乱数を発生させる過程において，平均値 μ と標準偏差 σ の与え方によっては負の値が生じることがある．しかしながら，強度定数 c および内部摩擦角 ϕ，せん断波速度 V_S が負の値をとることは物理的意味を持たないので，そのような乱数が発生した場合は負の値を０に置き換える処理を加えることとした．



図－2.24　パラメータの発生手順と相関関係

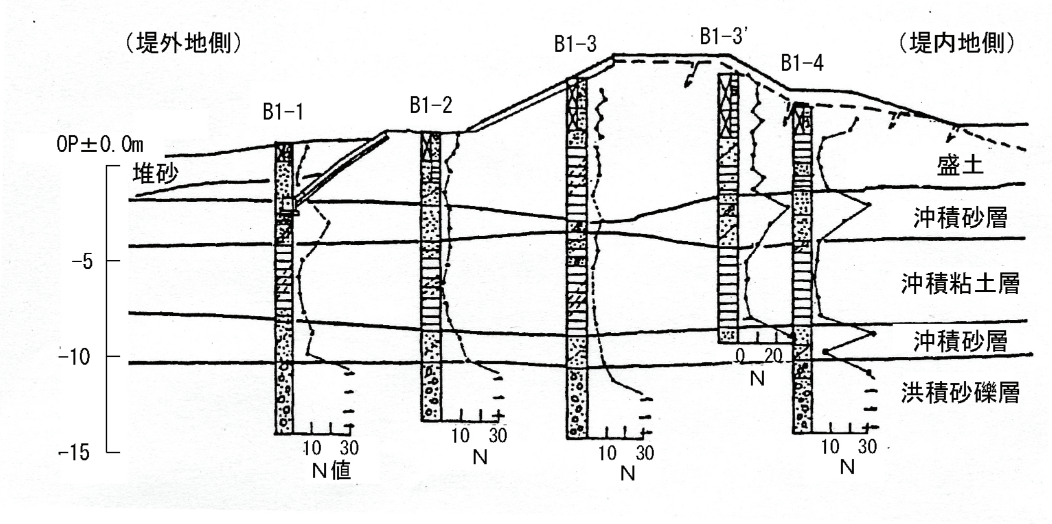
２．３．５　被害事例を用いた信頼性解析の有用性の検討 [24)]

事前に詳細な地盤調査が行われ，地盤の空間的不均質性が顕著に認められる断面を対象に解析を行うことにより，空間的な地盤の不均質性を考慮した信頼性解析の有用性について検討する．具体的には，まず，詳細な地盤情報が得られていることから，確定地盤モデルのタイプ B が作成可能であるので，タイプ B のモデルを作成し，確定解析を行う．また，詳細な地盤情報が得られなかった場合を想定して，確定地盤モデルのタイプ A を作成し，確定解析を行う．つぎに，確定地盤モデルのタイプ A の断面において，本研究で提案した確率地盤モデルを作成し，信頼性解析を行う．最後に，これらの結果を比較検討することとした．

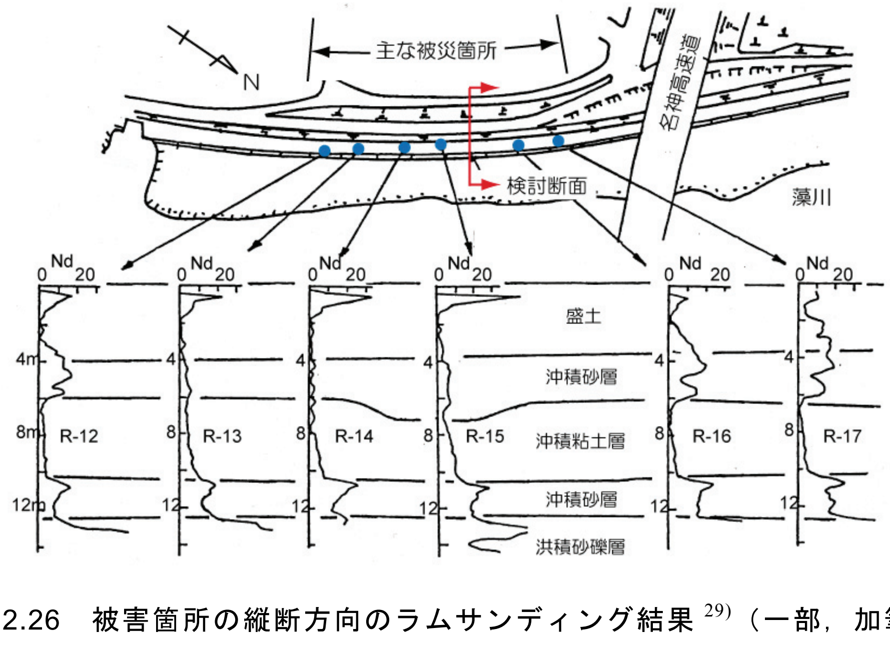
（１）被害事例の詳細

本研究では，兵庫県南部地震において被災した河川堤防を対象に検証を行う．対象としたのは，淀川水系・藻川の河川堤防であり，図－2.25[29)]に示すように堤防の横断方向に 5 本のボーリング調査が行われており，N 値の深度分布および柱状図が得られている．また，被害区間の堤防縦断方向においても，図－2.26[29)]に示すようにラムサウンディング調査が行われ，詳細な地層構造が得られている．ここでは，堤体軸方向に約 105m にわたって，

堤内地側への堤体の変位，およびそれに伴う最大 1m におよぶ天端の沈下が生じていた．この事例の場合，**図－2.25**[29)]より盛土の深部に粘土層が存在しており，特に堤内地側の盛土下部において *N* 値が 5 以下の軟弱な粘土層があることが確認できる．加えて，**図－2.26**[29)]に示すラムサウンディング結果よりその軟弱な粘土層は，被害区間に連続的に存在していることが確認できる．この盛土深部において *N* 値 5 以下の軟弱層は，堤体軸方向に連続的に存在していることから，旧堤防あるいは自然堤防に由来するものと考えられる．そして，この部分の強度不足が一因となり，幾何形状的には安定な堤内地側において大きな変位が生じたと考えられる．



図－2.25 被害箇所の横断形状と柱状図ならびにN値 [29)]



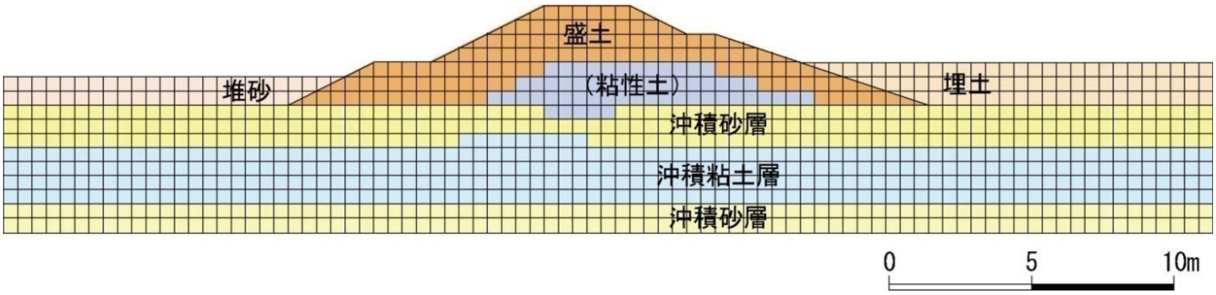
図－2.26　被害箇所の縦断方向のラムサンディング結果 [29)]（一部，加筆）

（２）解析モデルおよび条件

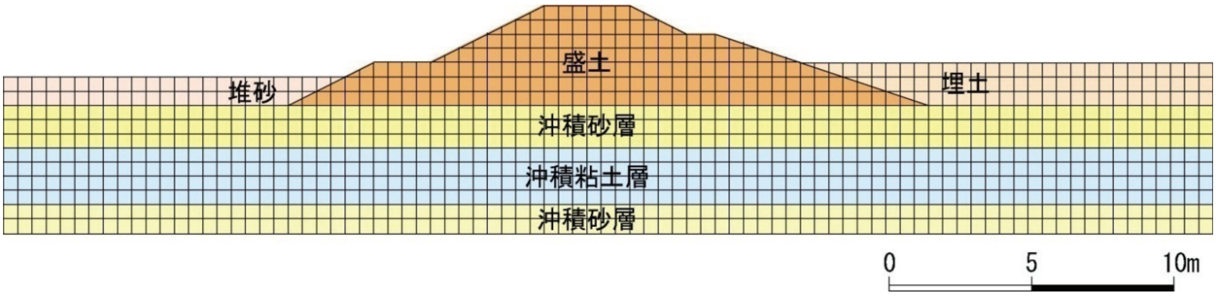
この被害事例について，田中[30)]の全応力地震応答解析手法「quake2d4」により被害の検

証を試みた．「quake2d4」[30)]とは，弾完全塑性有限要素コード「quake2d」[31)]を基本に，モンテカルロシミュレーションによる信頼性解析に適用するため，主に高速化を行うために適宜修正を加えたものである．

解析には，**図－2.27** 示す有限要素メッシュを用いた．有限要素メッシュは，1m メッシュを基本メッシュとし，解析モデルの両端には，水平方向に徐々に要素を大きくして緩衝領域を設けている．まず，この事例では**図－2.25** に示すように盛土横断面の詳細な地盤情報が把握されていることから，**図－2.27a)**に示すような確定地盤モデルのタイプ B を作成した．このモデルでは，**図－2.25** の断面図をもとに盛土深部の粘性土層を考慮している．つぎに，事前に盛土深部の粘性土層を確認できなかった場合を想定して，**図－2.27b)**に示すような確定地盤モデルのタイプ A を作成した．入力物性値は，標準貫入試験結果から，各層の平均 N 値を算出し，既往の文献 [26), 32)]を参考に**表－2.4** に示す値を決定した．モデルの境界条件は，モデル底面は完全固定，モデル側面は水平固定，鉛直自由とした．また，入力地震動には，解析対象地近傍で観測された**図－2.28** に示す尼崎の波形の EW 成分を用い，**図－2.25** において地表面下-10m 以深に存在している N 値 50 以上の洪積砂礫層を工学的基盤面とし，下部沖積砂層の下面に入力した．ここで，入力地震動は解析対象地の方角を考慮し，反転させて入力した．また，Rayleigh 減衰については，周期帯 0.2～2.0sec で 3% の減衰を与える値とし，質量比例定数 α は 0.172，剛性比例定数 β は 0.00174 に設定した．



a)　タイプ B



b)　タイプ A

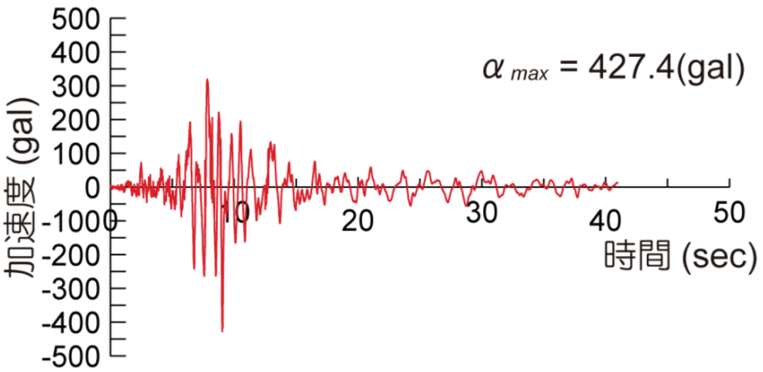
図－2.27　確定地盤モデルの有限要素メッシュ

表－2.5 に，信頼性解析に用いる確率地盤モデルのパラメータを示す．上述したように，材料特性としての不均質性は，変動係数 COV_g（標準偏差 σ と平均値 μ の比）ならびに相関係数 ρ で規定でき，空間的な不均質性は相関長さ b_x，b_z で規定できる．一般にこれらの

値は，図－2.25 の断面図や調査結果等からこれらの統計量を推定するが，本事例の場合，統計量を推定するにはデータが少なく，誤差の影響が大きくなると考え，これらの値は，既往の文献 4)を用いて決定した．前述したように，本研究では，有限要素のメッシュサイズは 1m×1m としており，地盤の不均質性としては，式（2.45）あるいは式（2.50）で表される連続関数について，1m ごとの値が要素内の代表値として与えられることになる．また，モンテカルロシミュレーションの全試行回数 N は，300 回とした．

表－2.4　入力物性値

物性値 ＼ 土層	粘着力 c(kPa)	内部摩擦角 Φ(°)	単位体積重量 γ_t(kN/m^3)	ﾀﾞｲﾚｲﾀﾝｼｰ角 ψ(°)	ポアソン比 ν	せん断波速度 V_s(m/s)
盛土層	15.0	20.0	18.0	10	0.35	150
粘性土層	15.0	5.0	16.5	0	0.40	100
上部沖積砂層	5.0	25.0	17.5	10	0.30	180
沖積粘土層	30.0	5.0	16.5	0	0.40	160
下部沖積砂層	5.0	25.0	17.5	10	0.30	170
堆砂層	5.0	20.0	17.0	10	0.35	140
埋土層	10.0	25.0	17.5	10	0.35	150



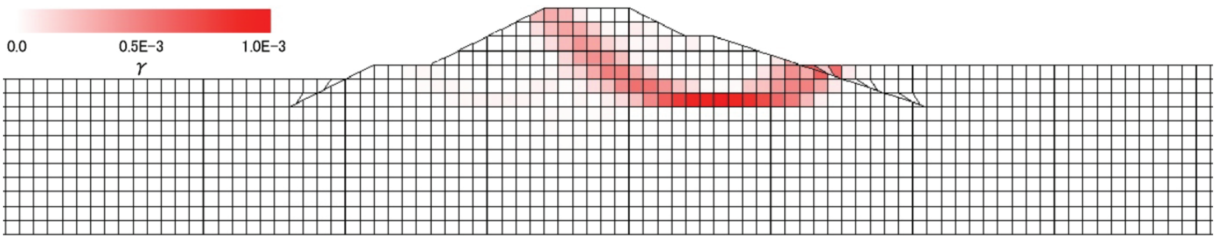
図－2.28　入力地震動

表－2.5　確率地盤モデルのパラメータ

物性値 ＼ 土層	変動係数 COV_g	相関係数 ρ	相関長さ 水平方向 b_x(m)	相関長さ 水平方向 b_z(m)
盛土層	0.20	0.75	10.0	3.0
上部沖積砂層	0.20	0.75	25.0	3.0
沖積粘土層	0.15	0.75	50.0	3.0
下部沖積砂層	0.20	0.75	25.0	3.0
堆砂層	0.20	0.75	25.0	3.0
埋土層	0.20	0.75	25.0	3.0

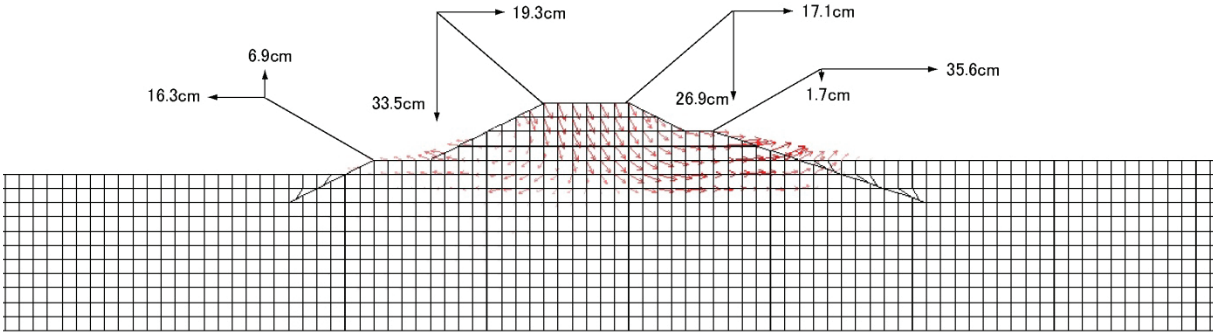
（３）確定解析結果

動的解析に先立ち，常時における安定性を検証するため，田中[30]の「GA2D4」を用いて確定地盤モデルタイプ B を対象に静的解析を行った.「GA2D4」[30]は, 前述した「quake2d4」[30]の静的解析部分のみを安定解析用に抽出した解析コードである．静的解析の結果，安全率は 1.80 と算定され，比較的安定な堤体であることが分かる．また，自重によるせん断ひずみの分布は**図－2.29** に示すように，粘性土層を通過するように堤内地側に卓越したせん断領域が見受けられる．

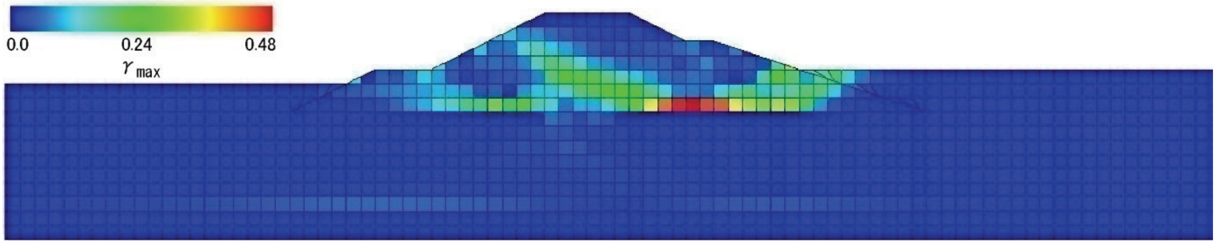


図－2.29　自重によるせん断ひずみの分布図（確定地盤モデルタイプ B）

確定地盤モデルタイプ B を対象に動的解析を行った結果得られた残留変位量を**図－2.30** に，残留せん断ひずみの分布を**図－2.31** に示す．**図－2.30** より，実被害同様に，堤内地側への堤体の変位が見られ，軟弱な粘性土層をすべり面として滑動している．変位量は，天端の沈下が約 0.27m，小段の水平変位が約 0.36m と，変位の絶対値としては，実被害よりも小さい結果となっている．また，**図－2.31** より粘性土層と沖積砂層の境界付近に大きな残留ひずみが生じている．

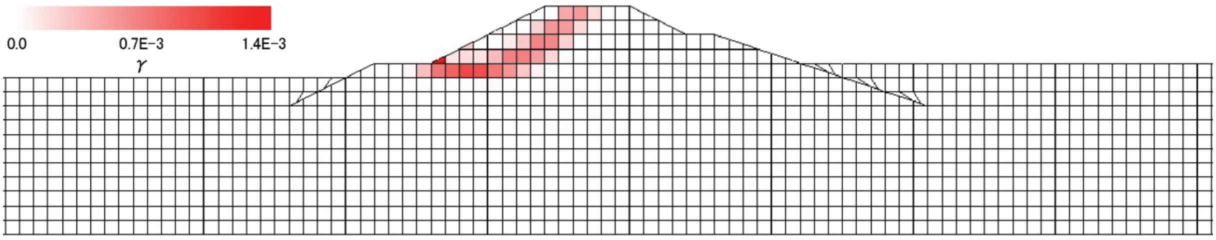


図－2.30　残留変位量（確定地盤モデルタイプ B）



図－2.31　残留せん断ひずみの分布図（確定地盤モデルタイプ B）

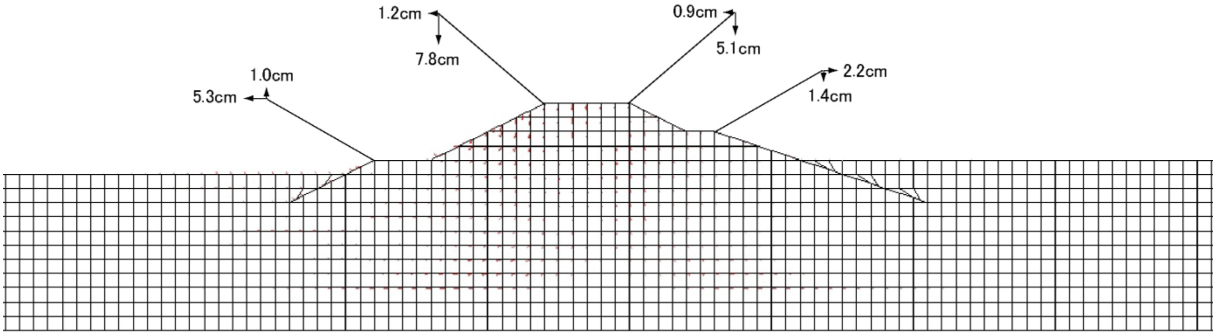
つぎに，確定地盤モデルのタイプ A についても同様に静的解析を行った．その結果，安全率は 2.18 となった．このモデルの場合，盛土深部の軟弱な粘性土層を無視しているため，確定地盤モデルのタイプ B よりも安定した堤体になったと思われる．また，自重によるせん断ひずみの分布は図－2.32 に示すようになり，確定地盤モデルのタイプ B とは異なり，幾何形状的に不安定な堤外地側に卓越したせん断領域が生じていることがわかる．



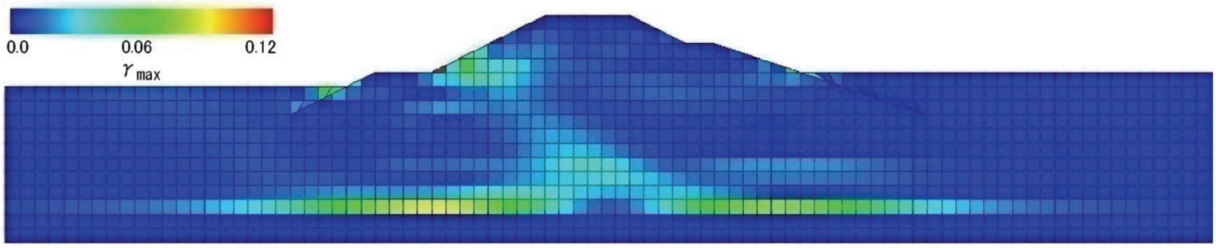
図－2.32　自重によるせん断ひずみの分布図（確定地盤モデルタイプ A）

確定地盤モデルタイプ A を対象に動的解析を行った結果得られた残留変位量を図－2.33 に，残留せん断ひずみの分布を図－2.34 に示す．図－2.33 より，この場合，安全率が高いこともあり，堤外地側に若干の変位を生じているが絶対値的には小さなものであり，実際の被害形態ともかけ離れたものとなっている．また，図－2.34 からも，盛土内には残留せん断ひずみはほとんど発生していないことがわかる．

以上の結果から，盛土の安定性を評価する場合には，本事例の盛土深部に軟弱な粘性土層が存在するといったような詳細な地盤情報を知ることによって，潜在的に堤内地側に危険な堤体であることがわかり，それを再現した確定地盤モデルを用いるとある程度被害形態を再現できるといえる．



図－2.33　残留変位量（確定地盤モデルタイプ A）



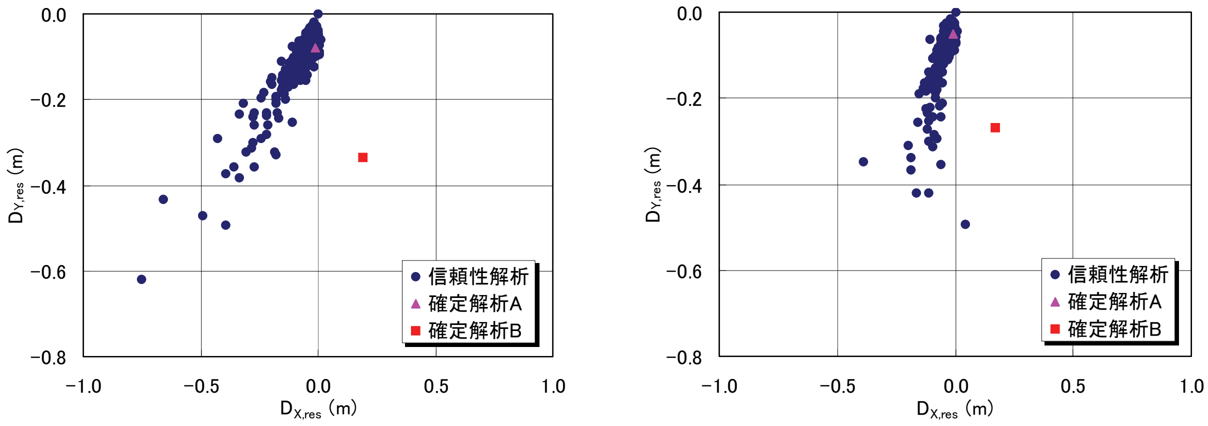
図－2.34　残留せん断ひずみの分布（確定地盤モデルタイプ A）

（４）信頼性解析結果

信頼性解析では，事前に詳細な地盤情報が得られていない場合に行うことを想定し，**図−2.27b)**に示した確定地盤モデルのタイプ A を基本モデルとして確率地盤モデルを作成することとする．本事例の場合，**図−2.25** の断面図に示したように盛土内に鉛直および水平方向の不均質性が認められるため，本来であればタイプ C の確率地盤モデルのみを用いるのが適切であると考えられるが，それぞれの確率地盤モデルによる違いを検証するために 3 タイプの確率地盤モデルを用いて検討を行うこととする．

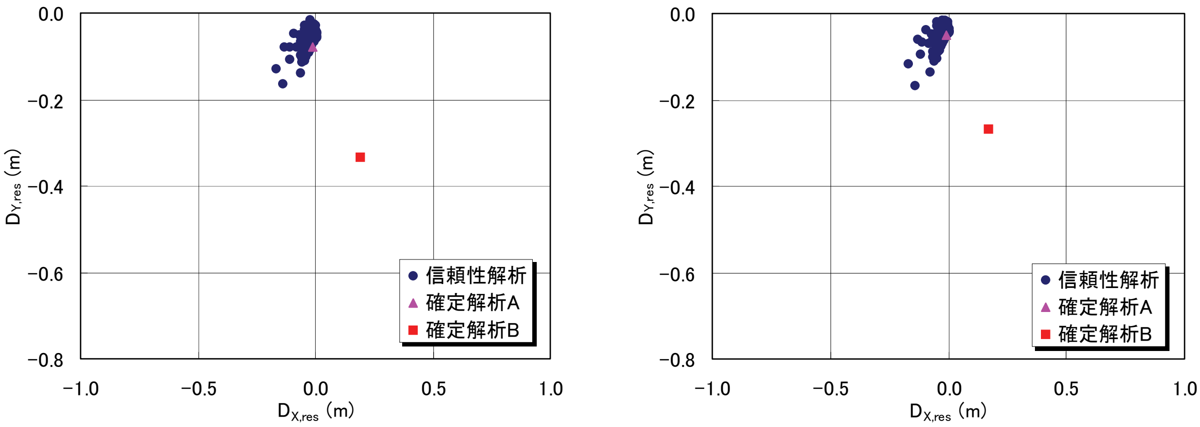
図−2.35〜2.37 には，確率地盤モデルのタイプ A からタイプ C を用いて行った信頼性解析の結果得られた堤体の天端両端（左端および右端）における水平および鉛直方向の残留変位量について示している．なお，図中には，比較のために確定解析による結果も示してある．

図−2.35，2.36 より，確率地盤モデルのタイプ A およびタイプ B では，地盤の不均質性を考慮したとしても水平方向の不均質性を考慮していないため，鉛直変位については地盤の不均質性を考慮したことによる変動が見受けられるが，水平変位については基本モデルとした確定地盤モデルのタイプ A と同様に堤外地側に卓越して生じる結果となった．また，両タイプ共に，基本モデルとした確定地盤モデルのタイプ A による解析結果に近い残留変位量が多く得られている．また，地層内において鉛直方向の不均質性のみを考慮したタイプ B では残留変位量のばらつきの幅が小さくなっている．これより，確率地盤モデルのタイプ A を用いた信頼性解析を行うことにより，鉛直方向の残留変位量については，確定地盤モデルのタイプ B に近い残留変位量を示す結果も見られるが，水平方向の残留変位量については，反対方向の残留変位量しか生じなかった．一方，確率地盤モデルのタイプ B では，地層内で鉛直方向の不均質性をのみを考慮したため，地層全体としては平均化されてしまい，水平変位のみならず鉛直変位についても確定地盤モデルのタイプ A に近い値が大半を占め，確定地盤モデルのタイプ B に近い残留変位量を示す結果は発生しなかった．



a)　盛土天端の左端　　　b)　盛土天端の右端

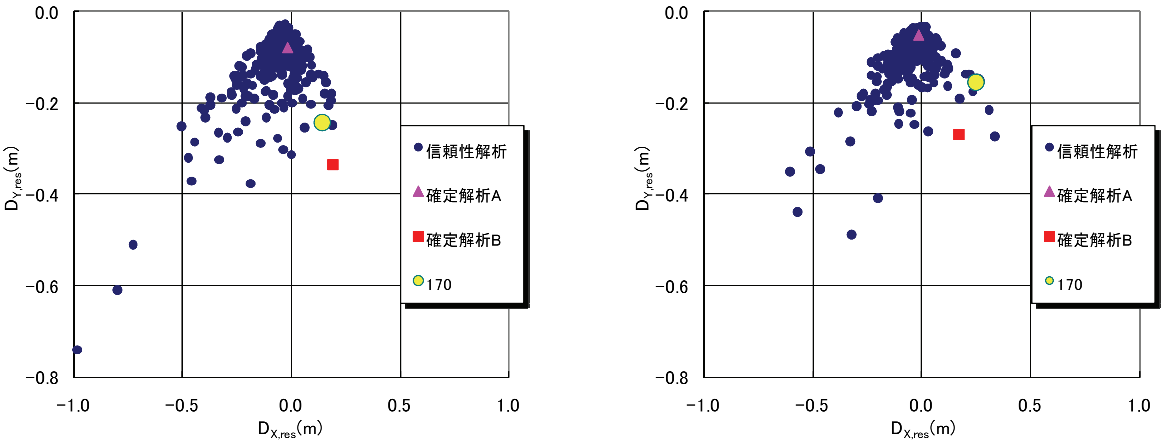
図−2.35　確率地盤モデルタイプ A による天端の残留変位量



a)　盛土天端の左端　　　　　　　b)　盛土天端の右端

図－2.36　確率地盤モデルタイプＢによる天端の残留変位量

一方，図－2.37 より水平方向の不均質性についても考慮した確率地盤モデルのタイプ C については，鉛直変位のばらつきに加え，水平変位についても大きなばらつきが生じており，タイプ A およびタイプ B では堤外地側への変位しか生じていなかったが堤内地側に生じるケースも 1/3 程度の確率で発生し，確定地盤モデルのタイプ B に近い値やそれよりも大きな値となる場合もみられる．

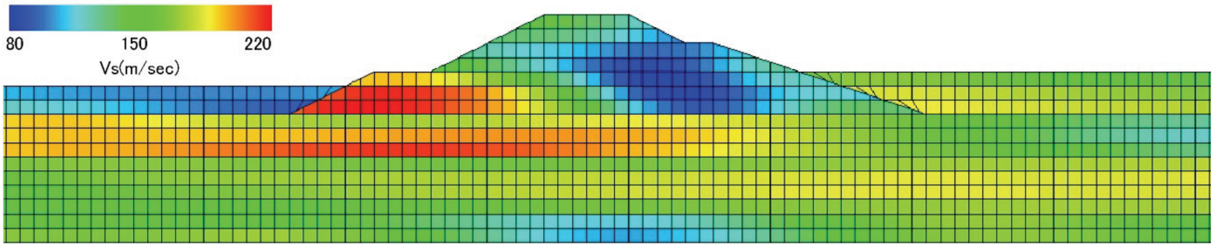


a)　盛土天端の左端　　　　　　　b)　盛土天端の右端

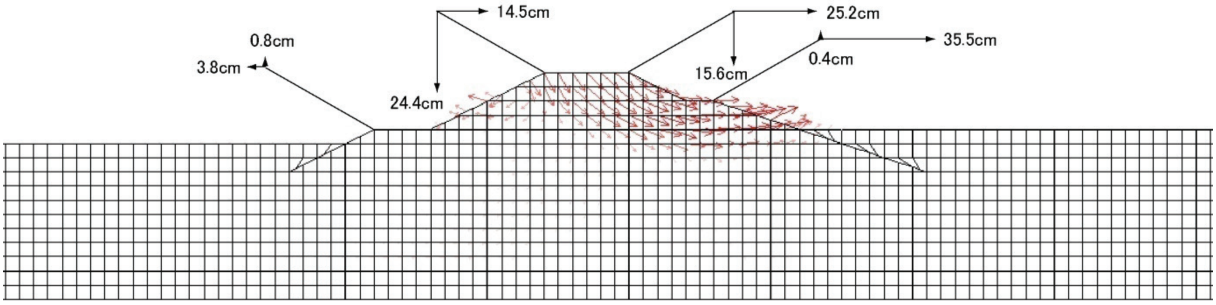
図－2.37　確率地盤モデルタイプＣによる天端の残留変位量

ここで，確率地盤モデルのタイプ C において確定地盤モデルのタイプ B の解析結果に近い残留変位量を生じた事例（ケース 170）を抽出して検討を行う．図－2.38 には，発生した不均質地盤モデルをせん断波速度 V_s によって示している．図－2.38 より，盛土深部における粘性土層に相当する箇所では，せん断波速度 V_s が小さくなっており，概ね実地盤を再現できているといえる．また，図－2.27a)に示した確定地盤モデルのタイプ B に近い分布となっていることがわかる．この不均質地盤モデルに対する残留変位量を図－2.39 に，

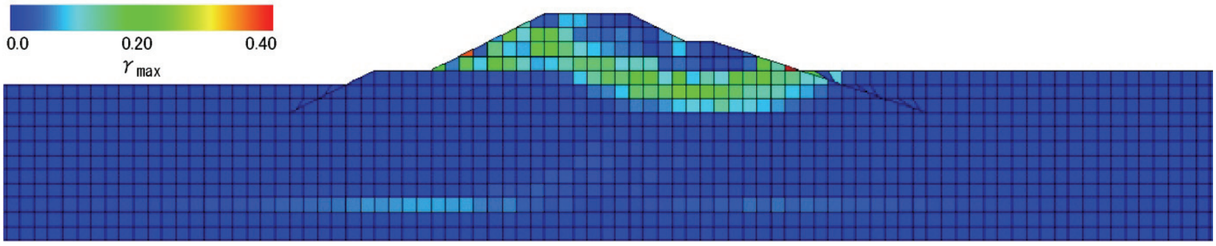
残留せん断ひずみの分布を**図－2.40** に示す．これらの算定結果も，**図－2.30**，**2.31** に示した確定地盤モデルのタイプ B の算定結果と近い結果となっていることがわかる．



図－2.38　不均質地盤モデル（せん断波速度 V_S）



図－2.39　残留変位量



図－2.40　残留せん断ひずみの分布図

以上のことから，確定解析により盛土の安定性を評価するためには，高い精度を有する詳細な地盤情報に基づいた解析断面を用いる必要があるといえる．しかしながら，そのような詳細な地盤情報を把握するにはコストがかかり，また，完全な断面を把握するには技術的に不可能な場合もある．さらに，地盤調査の結果得られた地盤情報についても，様々な要因が影響するため，完全な地盤情報，すなわち地盤の断面および物性を把握できているとは限らない．しかし，限られた地盤情報しかない場合でも，信頼性解析を行うことにより，確率論的手法であるためある程度の幅を持った結果が得られる結果となるが，詳細な地盤情報が得られた場合と同様の結果が算定されることがわかる．すなわち，限られた

情報からでも確率論的にではあるが，信頼性解析を行うことにより事前に対象の危険性を把握することが可能であると考えられる．

また，この確率地盤モデルを用いた信頼性解析の実務への適用可能性の一つとして，以下のようなことが考えられる．ある構造物の設計に際して事前調査が行われたとする．ここで，通常は，地盤の不均質性は無視して設計が行われ，安定な断面が決定される．しかしながら，本研究で示したような信頼性解析を行えば，ある程度の確率で危険性があると判断された場合，どの不均質地盤モデルの場合に構造物が許容値を超えるのかを知ることができるので，その不均質地盤モデルが実際の地盤に存在するのかを確認するための追加の地盤調査を行うことが考えられる．その結果，その地盤モデルが存在しなければ設計変更の必要性はなく，その地盤モデルが存在すれば，設計変更をすればよいということになる．すなわち，信頼性解析を適用した設計を行うことにより，確定的な設計より，さらに構造物の安全性を向上させることが可能となる．以上のことからも，盛土の地震時安定性評価において信頼性解析を行うことは非常に有用であるといえる．

２．３．６　まとめ

本節では，盛土の地震時安定性検討における信頼性解析の有用性についての検討を行った．具体的には，地盤が本来有していると考えられる空間的な不均質性を考慮するため，不均質パラメータ間の相関関係を考慮した確率論的モデルによる地盤のモデル化について検討を行った．つぎに，過去の地震において被災した盛土構造物の地震応答解析を対象に，地盤の不均質性を考慮してない確定解析，従来の空間的不均質性を考慮していない信頼性解析，および本研究で提案する空間的不均質性を考慮した信頼性解析を行い，これらの結果を比較検討することにより，盛土の地震時安定性検討における地盤の空間的不均質性を考慮することの有用性の検証を行った．得られた結果を以下にまとめる．

１）地盤の地層断面を詳細に再現した確定地盤モデルのタイプ B を用いて確定解析を行ったところ，実被害の傾向を再現することができた．その一方で，様々な要因から詳細な地盤情報が得られなかった場合を想定し，確定地盤モデルのタイプ A を用いて確定解析を行ったところ，解析結果は被害とかけ離れたものとなり，実被害の傾向を再現することができなかった．

2）事前に対象の詳細な地盤情報が得られなかった場合に用いる手法として，確率地盤モデルを用いた信頼性解析を行った．検討に用いた事例では，顕著な空間的な不均質性を有しており，特に盛土深部に軟弱な粘土層が確認されていた．これについて確率地盤モデルでの再現を試みた場合，水平方向の不均質性を考慮することのできないタイプ A およびタイプ B では，地盤の不均質性を考慮していても実被害を再現するような変位形状は得られなかった．確率地盤モデルのタイプ B に至っては，地層内における鉛直方向のみの不均質性を考慮したために，地層全体としては平均化されてしまい，確率地盤モデルのタイプ A よりも応答のばらつきは小さなものとなった．

３）水平方向の不均質性についても考慮した確率地盤モデルのタイプ C を用いた場合，確定地盤モデルのタイプ B による結果と近い値も得ることができ，その場合の不均質地盤モデルは，詳細な地層情報を把握したものと近い断面を示していた．

以上のことより，確定解析を実施する場合は，その解析断面を決定する際に用いる地盤情報には高い精度が要求される．しかしながら，実際に詳細な地盤情報を把握するにはコストがかかり，また，完全な断面を把握するには技術的に不可能な場合もある．さらに，地盤調査の結果得られた地盤情報についても様々な要因が影響し，完全な地盤情報，すなわち地盤の断面および物性を把握できているとは限らない．この様な場合，信頼性解析を行うことにより確定解析結果に近い値が得られるが，確率論的手法であるためある程度の幅を持った結果が得られる．しかしながら，限られた情報からでも確率論的にではあるが，信頼性解析を行うことにより事前に対象の危険性を把握することが可能であると考えられる．

２．４　まとめ

本章では地震時における盛土の安定性評価手法として，残留変位量算定手法に関する検討を行った．残留変位量を算定する手法としては，ニューマーク法に代表されるような簡便な手法と複雑な構成則に基づく有限要素法などの地震応答解析による手法に大別される．簡便な手法は，精度は若干劣るものの比較的使用するパラメータが少なく，かつ短時間で変位量を算定することができるという利点を持っていることから，多数の既設盛土の中から地震対策の必要な盛土を選定する場合や設計時の目安として，できるだけ労力を抑え，安価にすばやく必要な精度で結果を知ることができる簡便法の確立は非常に重要であるといえる．また，過去の地震時の盛土被害事例では，地震時に生ずる過剰間隙水圧に起因するすべり破壊事例が数多く報告されており，残留変位量を算定する際，地震によって発生する過剰間隙水圧の影響を考慮することは重要であるといえる．そこで，２．２節では，残留変位量の簡易算定手法として最もよく用いられているニューマーク法に着目し，この手法に簡便に過剰間隙水圧を算定することのできる方法を組み入れることにより，地震時に発生する過剰間隙水圧を考慮した修正ニューマーク法を提案した．さらに，兵庫県南部地震時の被災宅地盛土を対象として，他の手法と比較することで本手法の適用性について検討を行った．

一方，詳細な耐震設計を行う場合，簡便法に比してより詳細に地震時斜面の挙動を表現できることから地震応答解析による検討が必要である．このような解析を行う場合，その算定手法の精度向上もさることながら，算定に用いる入力物性値の精度も当然のことながら重要な要因である．地盤はある程度の不均質性を有していることが知られており，地盤の不均質性等の不確定要素を確率論を用いて表現する信頼性設計法の概念を導入しようとする試みが，近年なされてきた．このような信頼性設計法は，様々な分野においてその適用性が検討されており，盛土構造物に関してもいくつか検討がなされてきている．しかしながら，これらは円弧すべり法による安全率を指標とする静的な検討に留まっており，地震時のような地盤が大きな非線形性を示すような場合の詳細な検討事例は少ない．そこで，２．３節では，盛土の地震時安定性検討における信頼性解析の有用性について検討を行った．得られた結論を以下に列挙する．

１）従来用いられてきたニューマーク法では，修正 Fellenius 法により限界水平震度や臨界円を算定していたが，本研究のように，地震時に発生する過剰間隙水圧を考慮する場合，その精度に問題があることを指摘し，臨界円と限界水平震度を算定するのに円弧すべりを想定した極限平衡法の中では，円弧すべりを想定した極限平衡法の中では，相対的に精度の高い方法として知られている Bishop 法を用いたニューマーク法の提案を行った．

２）地震時に発生する過剰間隙水圧の簡便手法として提案されている道路橋示方書と佐藤らによって提案されている手法を用いて，過剰間隙水圧の時刻歴算定モデルを提案した．1993 年の釧路沖地震においてアレー観測された過剰間隙水圧の測定結果と比較することにより，本手法の妥当性の検討を行った．その結果，過剰間隙水圧の時刻歴算

定モデルによる算定値は，低下過程については実測値の挙動とは異なるものの，過剰間隙水圧が地震の影響により上昇していく過程は概ね再現できているといえ，有限要素法を用いた動的有効応力解析により求める場合に比して，簡便に過剰間隙水圧の時刻歴を求めることができる手法であるといえる．

3）Bishop 法を用いたニューマーク法に過剰間隙水圧の時刻歴算定モデルを組み込むことにより，地震時に発生する過剰間隙水圧を考慮した修正ニューマーク法を提案した．本手法の妥当性の検証を兵庫県南部地震時の被災宅地盛土を対象として行った．その際，数種のニューマーク法（従来のニューマーク法，Bishop 法を用いたニューマーク法，過剰間隙水圧の時刻歴を考慮していない Bishop 法を用いたニューマーク法）と動的有効応力解析コード「FLIP」を用いて求められた残留変位量との比較も行った．その結果，ニューマーク法の中では本研究で提案した修正ニューマーク法が最も実被害を良好に再現している結果となった．また，動的有効応力解析の結果ともほぼ一致しており，簡便に残留変位量を求めることのできる本手法は，残留変位量算定手法としての有用性が確認できた．

4）盛土の地震時安定性検討における信頼性解析の有用性についての検討を行った．まず，地盤の地層断面を詳細に再現した確定地盤モデルのタイプ B を用いて確定解析を行ったところ，実被害の傾向を再現することができた．その一方で，様々な要因から詳細な地盤情報が得られなかった場合を想定し，確定地盤モデルのタイプ A を用いて確定解析を行ったところ，解析結果は被害とかけ離れたものとなり，実被害の傾向を再現することができなかった．以上のことから，確定地盤モデルを用いて盛土の安定性を検討するためには，詳細な地盤調査結果に基づいた地盤モデルを作成し，解析を行う必要がある．

5）事前に対象の詳細な地盤情報が得られなかった場合に用いる手法として，確率地盤モデルを用いた信頼性解析を行った．検討対象の地盤構造が顕著な空間的な不均質性を有している場合，水平方向の不均質性を考慮することのできない確率地盤モデルタイプ A およびタイプ B では，地盤の不均質性を考慮していても実被害を再現するような変位形状は得られなかった．また，確率地盤モデルのタイプ B に至っては，地層内における鉛直方向のみの不均質性を考慮したために，地層全体としては平均化されてしまい，確率地盤モデルのタイプ A よりも応答のばらつきは小さなものとなった．

6）水平方向の不均質性についても考慮した確率地盤モデルのタイプ C を用いた場合，確定地盤モデルのタイプ B による結果と近い値も得ることができ，その場合の不均質地盤モデルは，詳細な地層情報を把握したものと近い断面を示していた．以上のことから，限られた地盤情報しかない場合でも，信頼性解析を行うことにより，確率論的手法であるため，ある程度の幅を持った結果が得られる結果となるが，詳細な地盤情報が得られた場合と同様の結果を得ることができる．すなわち，限られた情報からでも

確率論的にではあるが，信頼性解析を行うことにより事前に対象の危険性を把握することが可能であると考えられる．

7）確率地盤モデルを用いた信頼性解析の実務への適用可能性の一つとして，以下のようなことが考えられる．ある構造物の設計に際して事前調査が行われたとする．ここで，通常は，地盤の不均質性は無視して設計が行われ，安定な断面が決定される．しかしながら，本研究で示したような信頼性解析を行えば，ある程度の確率で危険性があると判断された場合，どの不均質地盤モデルの場合に構造物が許容値を超えるのかを知ることができるので，その不均質地盤モデルが実際の地盤に存在するのかを確認するための追加の地盤調査を行うことが考えられる．その結果，その地盤モデルが存在しなければ設計変更の必要性はなく，その地盤モデルが存在すれば，設計変更をすればよいということになる．すなわち，信頼性解析を適用した設計を行うことにより，確定的な設計より，さらに構造物の安全性を向上させることが可能となる．以上のことからも，盛土の安定性評価において信頼性解析を行うことは非常に有用であるといえる．

参考文献

１)日本道路協会：道路土工－のり面工・斜面安定工指針，丸善，1986.

２)鉄道総合研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説 土構造物，丸善，332p.，1992.

３)土木学会 土木構造物の耐震設計法に関する特別委員会：8.土に関わる構造物の耐震性能と設計法，土木構造物の耐震設計法に関する第 3 次提言と解説，pp.8-1-8-44，2000.

４)松尾稔：地盤工学－信頼性設計の理念と実際－，技報堂出版，407p.，1984.

５)地盤工学会：土質基礎の信頼性設計，土質基礎工学ライブラリー28，275p.，1985.

６)星谷勝，石井清：構造物の信頼性設計法，鹿島出版会，208p.，1986.

７)地盤工学会：土質データーのばらつきと設計，85p.，1988.

８)堀井克己，舘山勝，内田吉彦，古関潤一，龍岡文夫：ニューマーク法による鉄道盛土の地震時滑動変位予測，第 32 回地盤工学会発表会発表講演集，pp.1895-1896．1997.

９)Newmark, N. M.: Effects of Earthquakes on Dams and Embankments, *Geotechnique*, Vol.15, No.2, pp.137-160, 1965.

10)鉄道総合研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説（耐震設計），丸善，pp.317-329, 1999.

11)井合進：FLIP による解析，地盤と土構造物の挙動に関するシンポジウム，土質工学会，pp.94-103，1989.

12)日本道路協会編：道路橋示方書・同解説（Ⅴ耐震設計編），pp.37-45，1990.

13)日本道路協会編：道路橋示方書・同解説（Ⅴ耐震設計編），pp.119-126，2002.

14)佐藤正行，安田進，吉田望，増田民夫：地盤の地震時せん断応力の簡易推定法，土木学会論文集，No.610，pp.83-96，1998.

15)Housner, G. W.: Spectrum Intensities of Strong-Motion Earthquakes, *Proceedings of the Symposium of Earthquake and Blast effects on Structures*, EERI, pp.21-36, 1952.

16)鳥居宣之，沖村孝，豊福亮：地震時の過剰間隙水圧を考慮した盛土斜面の簡易残留変位量算定手法の提案，第 50 回地盤工学シンポジウム論文集，pp.401-406，2005.

17)山上拓男，鵜飼恵三：斜面の安定と変形解析総説 LEM と FEM の応用，地すべり，Vol.38，No.3，pp.169-179，2001.

18)蔡飛，鵜飼恵三，黄文峰：斜面安定性の評価-極限平衡法と弾塑性 FEM の比較，地すべり，Vol.39，No.4，pp.9-16，2003.

19)Bishop, A. W.: The Use of the Slip Circle in the Stability Analysis of Slopes, *Geotechnique*, Vol.5, No.1, pp.7-17, 1955.

20)西川純一，小田島大，森伸一郎，三輪滋：1993 年釧路沖地震における液状化アレー観測，土と基礎，Vol.42，No3，pp.57-62，1994.

21)西川純一，林宏親，江川拓也，三輪滋，池田隆明，森伸一郎：異なる 2 つの地盤における液状化アレー観測と記録の分析，土木学会論文集，No.703，pp.327-343，2002.

22)北海動開発土木研究所：苫小牧アレー観測のサイト，
http://geotech.ceri.go.jp/tomakomaiarray/index.htm，2004.2.1 閲覧.

23)村上岳彦：地震応答解析による宅地地震被害の発生原因に関する研究，神戸大学大学院自然科学研究科修士論文，71p.，2000.

24)田中博文，沖村孝，鳥居宣之：地盤の空間的不均質性を考慮した信頼性解析の地震時盛

土への適用性の検証，第 50 回地盤工学シンポジウム論文集，地盤工学会，pp.413-420，2005.
25)Shinozuka, M.: Digital simulation of random processes in engineering mechanics with the aid of FFT techniques, *Stochastic problems in mechanics*, pp.277-286, 1974.
26)Ｎ値の話編集委員会編：Ｎ値の話，理工図書，pp.110-123，1998.
27)伊藤学，亀田弘行：土木・建築のための確率・統計の基礎，丸善，pp.80-167，1977.
28)伊藤学，亀田弘行，黒田勝彦，藤野陽三：土木・建築のための確率・統計の応用，丸善，pp.297-467，1988.
29)阪神・淡路大震災調査報告編集委員会編：阪神・淡路大震災調査報告，土木構造物の被害，pp.144-167，1997.
30)田中博文：地盤の不均質性を考慮した盛土の地震応答特性評価に関する研究，神戸大学大学院自然科学研究科修士論文，pp.26-35，2004.
31)若井明彦:実務で役立つ FEM 講習会テキスト②地盤震動の基礎理論と動的弾塑性 FEM，41p.，1998.
32)神戸の地盤研究会編：神戸の地盤研究会研究成果報告書，p.22，2002.

第３章　地震により発生した山腹斜面崩壊地の実態ならびに斜面崩壊発生危険度評価手法の提案

３．１　はじめに

序章で述べたように，大規模な地震が発生すると，山麓部や谷部を埋めた宅地造成盛土や道路，鉄道，堤体などの盛土構造物における被害事例が数多く報告されている．一方，山地や丘陵地などの山間地でも，大規模な地震時には斜面土砂移動現象が数多く発生しており，これらの斜面土砂移動現象の中でも発生頻度の高いものは，表層崩壊，落石，岩盤崩壊などの急傾斜地での斜面崩壊である．ここで，表層崩壊は数十 cm～数 m のルーズな風化残積土や運積土からなる土層が，土層境界や基岩面上をすべり落ち，崩壊する現象であり, 地震により誘発される斜面土砂移動現象の典型的なタイプの1つであるといえる[1)]．また，落石や岩盤崩壊は，主に節理，層理面などの地質的な不連続面を境界面として，岩塊の飛び出しや剥離あるいは岩盤ブロックがマスとなってすべり落ちる現象であり，不連続面が斜面側に急傾斜している場合は，重力と地震動の作用によって岩体が柱状あるいは板状に回転を伴って崩壊する転倒型崩壊，いわゆるトップリング型崩壊の発生が考えられる．

兵庫県南部地震時により六甲山系では，多くの山腹斜面崩壊が発生した．六甲山系の基岩は主に花崗岩からなるが, 斜面表層は風化花崗岩（いわゆる，まさ土）で覆われており，風化花崗岩特有の地盤の脆弱さのため，昭和 13 年（1938 年）の阪神大水害をはじめとして，昭和 36 年（1961 年），昭和 42 年（1967 年）の豪雨による土砂災害が発生し，多くの人命や貴重な財産が失われてきた背景がある．兵庫県南部地震では，幸いにも六甲山地内で発生した斜面崩壊による人的被害はなかったものの，今後の地震時の斜面防災・減災の観点からは, 斜面崩壊発生位置の予知・予測手法を確立し, 危険と判断された斜面に対し，ハードならびにソフト対策の両面からの防災・減災対策を講じることが重要である．

地震による斜面崩壊の対策について考える場合，斜面の崩壊の起こりやすさの条件を知ることは崩壊発生の予知・予測の参考資料として欠かせないものであることから，斜面崩壊発生箇所の実態を明らかにすることが必要であろう．そこで，３．２節では兵庫県南部地震時に六甲山系で発生した山腹斜面崩壊を対象として地形立地解析を行い，序章で述べた過去の地震により発生した斜面崩壊地の特徴や豪雨時に発生する斜面崩壊地の特徴と比較することにより，斜面崩壊地の場の条件としての地形的特徴を明らかにする．

また，地震後に行われた現地調査では，破壊面が円弧や直線等で表されるようなきれいなすべり面ではなく，凹凸の激しい階段状の破壊面を示し，さらに崩壊した材料が土砂ではなく，角礫状のものが多い崩壊地が見られた．このような斜面の崩壊形態としては，表層崩壊型ならびに落石型の崩壊ではなく，節理系の不連続面に沿ったトップリング型の崩壊が発生していたと推察される．上述したように，トップリング型崩壊は風化が進行し，節理が発達した急勾配の岩盤斜面の崩壊として支配的な様式と考えられ，特に地震時には水平方向の慣性力が作用するため，斜面崩壊として発生しやすい様式と考えられる[2)]．このような節理等の不連続面の発達した岩盤斜面の安全設計，とりわけ耐震設計にとって，

定量的な危険度評価は必要不可欠であり，このような崩壊形態の斜面の危険度を評価するためには，すべり面安定解析手法ではなく，トップリングのメカニズムを考慮に入れた解析手法を用いる必要がある．そこで３．３節では，斜面崩壊メカニズムをトップリング型とした場合の斜面崩壊危険度評価手法として, Goodman and Bray[3)]が提案している階段状の基盤に生じるトップリングの極限平衡解析モデルを用いて，地震時のトップリング型斜面崩壊危険度評価手法の提案を行う.

３．２　地震による斜面崩壊地の地形的特徴

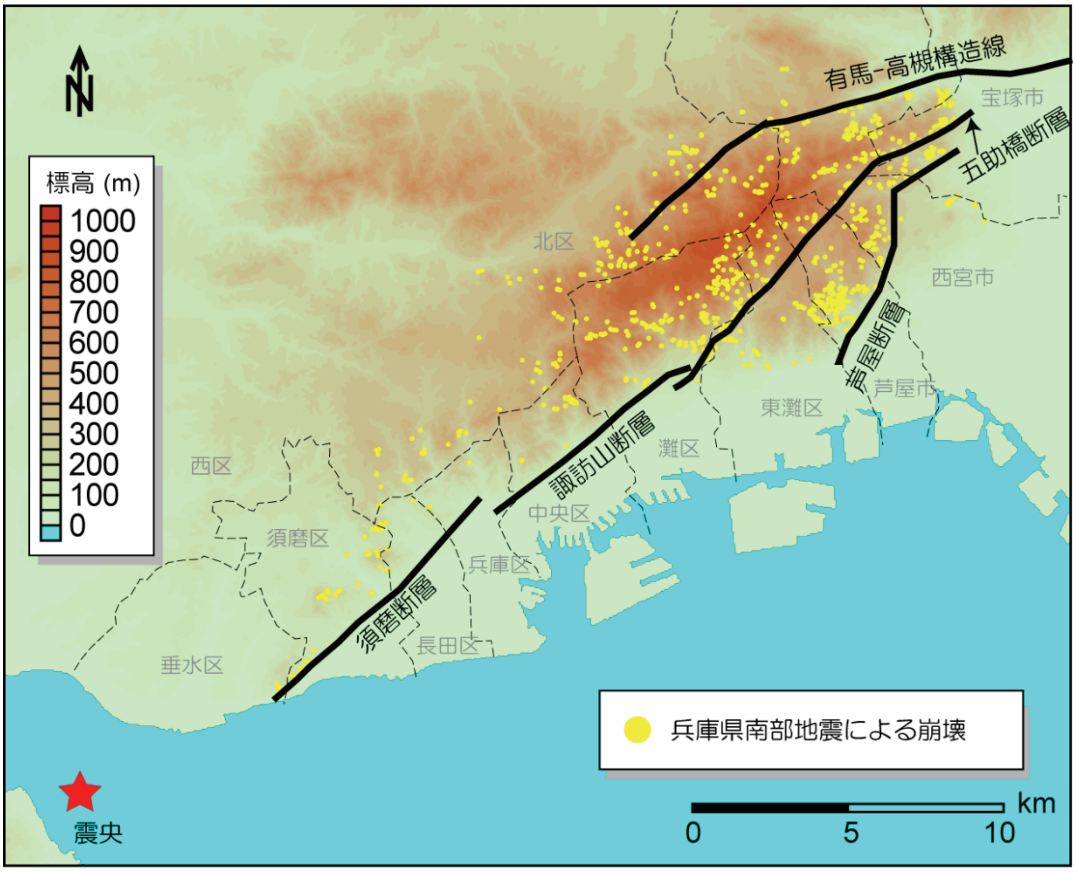
３．２．１　はじめに

本節では，兵庫県南部地震に伴い六甲山系で発生した山腹斜面崩壊対象に地形立地解析を行い，地震による斜面崩壊地の地形的特徴を明らかにする．具体的には，まず六甲山系全体からみた崩壊発生位置の特徴を明らかにする．つぎに，崩壊発生地の地形分類，比高率，傾斜度および崩壊方位角を地形図上から求め，過去の地震により発生した斜面崩壊の特徴や豪雨時の斜面崩壊の特徴と比較することにより，今回の地震により発生した山腹斜面崩壊の地形立地条件を明らかにする．さらに，地震によって崩れやすい斜面の特徴を検討するため，数値標高モデルを用いて母集団である六甲山系全体からの比較も行う．

３．２．２　斜面崩壊発生位置の特徴 [4)]

兵庫県南部地震時には，六甲山系および淡路島においては，多くの山腹斜面崩壊が発生し，神戸側では特に，六甲山系の南東部の断層に沿う部分や宝塚市の西方で斜面崩壊発生数が多く，また淡路島側では野島断層付近の急斜面を中心として斜面崩壊が多数発生していたと報告されている [5)]．このような地震による山腹斜面崩壊地分布を把握するため，建設省六甲砂防工事事務所（現，国土交通省六甲砂防事務所）では，空中写真と現地調査より縮尺 1/10,000 の地形図をベースマップとした崩壊分布図の作成ならびに崩壊面積，崩壊土量の調査 [6)]を行っている．沖村 [7)]は，六甲山系全体からみた崩壊発生位置の特徴をみるため，この調査結果ならびに新たに行った空中写真判読結果を用いて縮尺 1/50,000 の地形図上で崩壊分布図を作成している．**図－3.1** に，この図を基に作成した崩壊分布図を示す．なお，この小縮尺の分布図では崩壊形状が表現できないため，崩壊発生位置を丸印で示しており，この印は崩壊の大きさを表してはいない．兵庫県南部地震による崩壊数としては，小規模なものを含めて 747 カ所であった．一方，六甲山系における過去の豪雨（昭和 42 年（1967 年）7 月豪雨）災害では，3,775 ヶ所の斜面崩壊が発生したと報告 [9)]されており，崩壊数はこれに比して 5 分 1 程度であった．

図－3.1 より，兵庫県南部地震で発生した山腹斜面崩壊は神戸市灘区から東灘区，芦屋市，西宮市，宝塚市にかけての東六甲山系に多いことがわかる．それ以外はわずかに六甲山系の西端の須磨区に見える程度で，中央区以西の西六甲山系にはほとんど崩壊が発生していない．東六甲山系では，これらの崩壊は全体として 2 本の帯状に分布しているとも読みとれ，また，図中に示した五助橋断層，芦屋断層および有馬－高槻構造線 [10)]などの断層系に平行な分布状態で出現している．平野・石井 [5)]は，現地調査と航空写真判読により六甲山地主要部と淡路島における崩壊分布図を作成し，淡路島においても野島断層に沿う形で崩壊が分布していることを明らかにし，断層が動いたことによってその付近の斜面が崩壊したとしている．一方，沖村 [7)]は断層付近では断層地形として急峻な斜面が多く存在するため，この急斜面が地震動によって崩壊し，このような分布状態になったとしている．



図－3.1　兵庫県南部地震による崩壊分布図
（背景図は，数値地図 50m メッシュ(標高)[8]より作成）

３．２．３　地形図から求めた斜面崩壊地の地形立地条件[4), 11)]

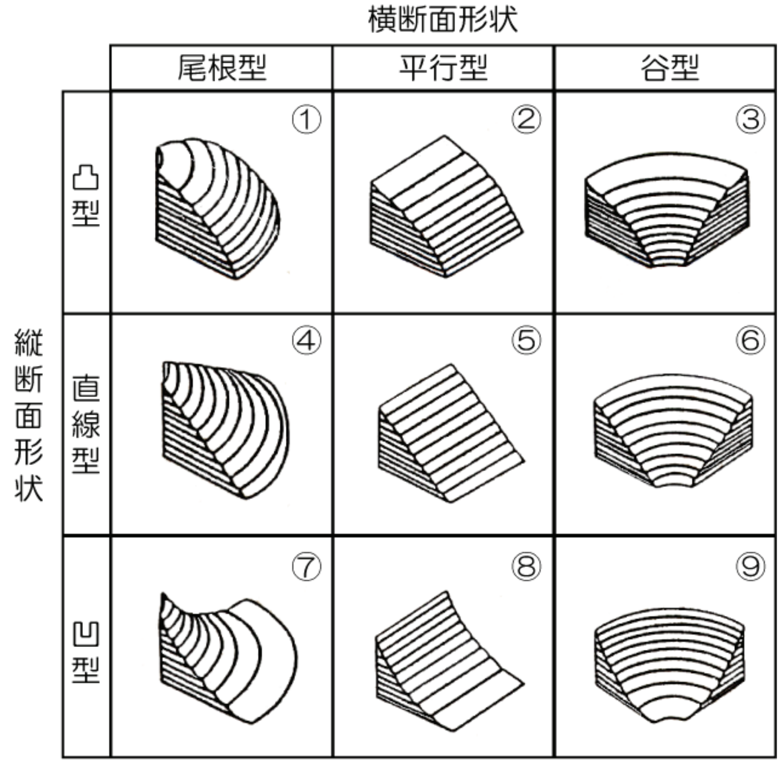
（１）調査項目

今回の地震により六甲山系において発生した 747 ヵ所の山腹斜面崩壊の地形立地条件を明らかにするため，前述した縮尺 1/10,000 の崩壊分布図[6)]より各崩壊地における崩壊発生場所の地形分類，比高率，傾斜度および崩壊方位角を算出した．それぞれの定義を以下に示す．

1) 崩壊発生場所の地形分類

平野・石井[5)]，沖村[7)]は，今回の斜面崩壊の特徴として遷急線を含む斜面で崩壊が多く発生していたと報告している．また，過去の地震を起因とする斜面崩壊の特徴として，凸状形状の斜面，すなわち遷急線や尾根筋といった傾斜変換点を含む斜面が崩壊しやすくなっていると報告されている[12), 13), 14)]．また，斜面形状を**図－3.2**[15)]に示すように横断面形状 3 種類（尾根型，平行型，谷型），縦断形状 3 種類（凸型，直線型，凹型）の計 9 種類に分類し，地震に起因した土砂移動箇所の斜面形状分類別頻度発生を調べた事例[16)]では，横断面形状が尾根型で縦断面形状が直線型の直線尾根型斜面（**図－3.2** 中の④）上で最も発生頻度が高く（全体の 24%），その他，凸型斜面と尾根型斜面，直線型斜面が合成して

形成される斜面での崩壊発生率が高いことが報告されている [17]．そこで，本研究ではどのような斜面形状の場所で崩壊が発生していたのかを明らかにするため，崩壊発生場所の地形分類を行った．具体的には，地形図に記載されている等高線の間隔から，まず遷急線の有無を判断し，崩壊斜面を以下のように分類した．なお，露頭崖や旧崩壊地，人工斜面など地形図上に等高線が記載されていない場所で発生した崩壊地については，遷急線が確認できなかった．



図－3.2　斜面の形態分類 [15]（一部，加筆）

a) 遷急線を含む崩壊

図－3.3a)に示すように，崩壊地が記載されている場所の等高線間隔が，崩壊地の上部の等高線間隔に比べて極端に狭くなっている場合の崩壊を「凸型斜面での崩壊」と分類した．

b) 直線型斜面での崩壊

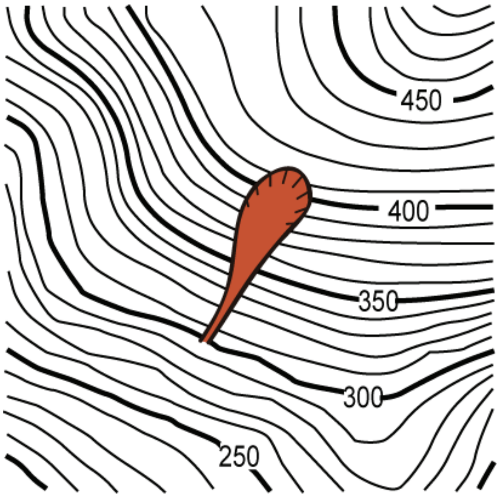
崩壊地が記載されている場所の等高線間隔から顕著な遷急線を判読できなかった崩壊を「直線型斜面での崩壊」と分類した．

c) 露頭崖を含む崩壊

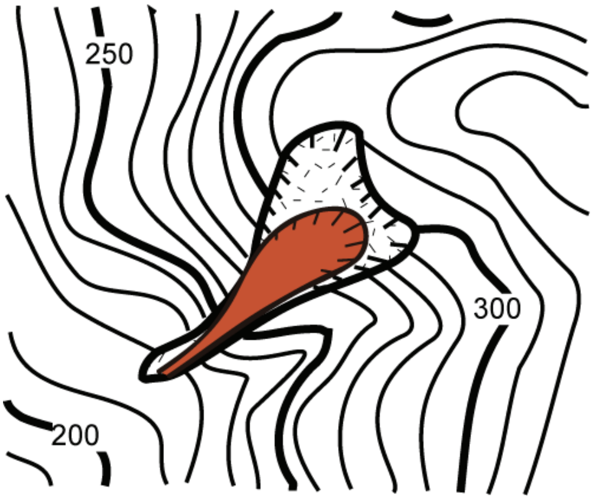
図－3.3b)に示すように，崩壊地が記載されている場所に旧崩壊地又は，露頭崖を表す記号が記載されている場合の崩壊を「露頭崖を含む崩壊」と分類した．

d) 人工斜面での崩壊

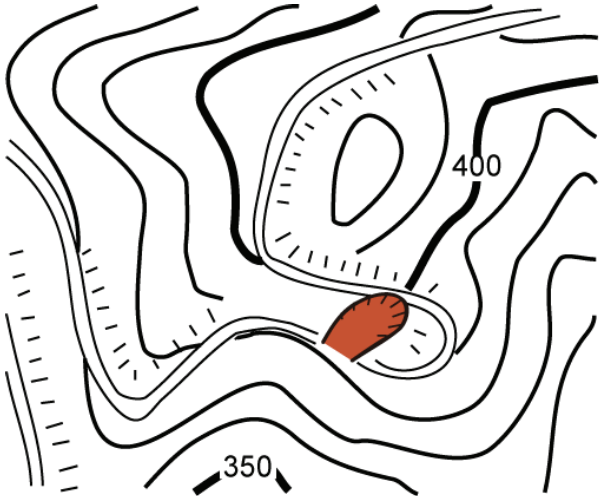
図－3.3c)に示すように，崩壊地が記載されている場所に人工斜面を表す記号が記載されている場合の崩壊を「人工斜面での崩壊」と分類した．



a)　凸型斜面での崩壊例



b)　露頭崖を含む崩壊例



c)　人工斜面での崩壊例

図－3.3　地形分類の定義

2) 比高率

斜面内のどの位置（比高）で崩壊が発生していたのかを明らかにするため，比高率 R_H を以下のように定義した．比高率 R_H は，**図－3.4** に示すように，崩壊地の上端の標高 H_U，崩壊地から最短距離にある河床標高 H_L および崩壊発生斜面の頂部標高 H_T を崩壊分布図から読みとり，以下の式（3.1）より求めた．この比高率は，斜面内における崩壊上端の相対的な標高を百分率で表したものであり，位置のポテンシャル量を示すものである．この値が大きければ大きいほど，斜面の高い位置で崩壊が発生したといえる．

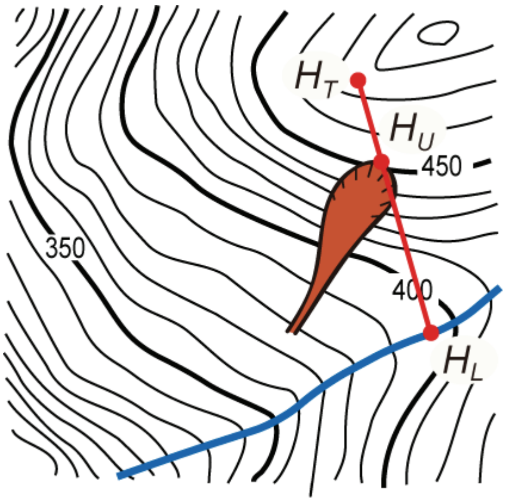
$$R_H = \frac{H_U - H_L}{H_T - H_L} \times 100 \qquad (3.1)$$

ここで，R_H：比高率(%)

H_U：崩壊地の上端の標高(m)

H_L：崩壊地から最短距離にある河川の河床標高(m)

H_T：崩壊発生斜面の頂部標高(m)



図－3.4　比高率 R_H の定義

3) 傾斜度

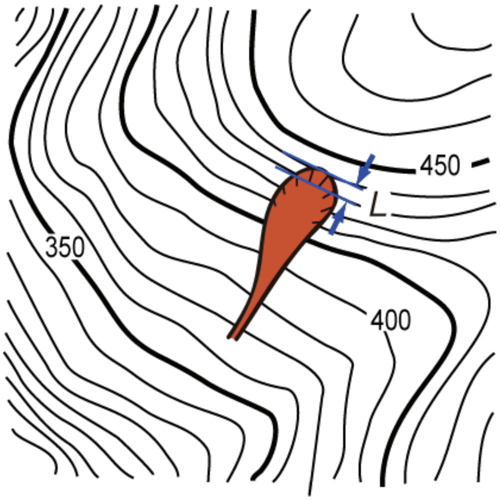
どのような傾斜角の斜面で山腹斜面崩壊が発生していたのかを明らかにするため，傾斜度 θ を求めた．傾斜度 θ は，**図－3.5** に示すように，崩壊の最も上方を通る 2 本の等高線間（標高差 10m）の長さ L を読みとり，以下の式（3.2）により求められるものとした．この傾斜度 θ は，崩壊源付近の傾斜角を表しているといえる．なお，露頭崖を含む崩壊と人工斜面での崩壊では上述したように等高線が記載されておらず，傾斜度を計測できなかったため，「遷急線を含む崩壊」と「直線型斜面での崩壊」の 2 種類についてのみ，傾斜度を求めた．

$$\theta = \tan^{-1}\left(\frac{10}{0.001 \times L \times 10000}\right) \qquad (3.2a)$$

$$= \tan^{-1}\left(\frac{1}{L}\right) \qquad (3.2a)$$

ここで，θ：傾斜度(°)

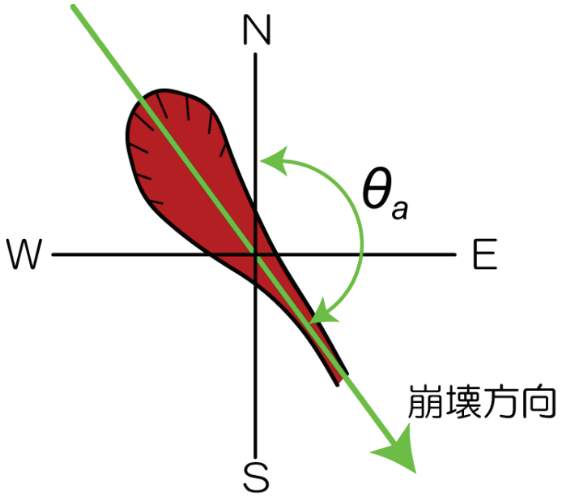
L：崩壊上端部における標高差 10m の縮尺 1/10,000 の地形図上での等高線間隔(mm)



図－3.5　傾斜度 θ の定義

4) 崩壊方位角

山腹斜面崩壊がどのような斜面方位で発生していたのかを明らかにするため，崩壊方位角 θ_a を求めた．具体的には，**図－3.6** に示すように，北（N）方向と崩壊方向の角度を計測し，それを崩壊方位角 θ_a と定義した．



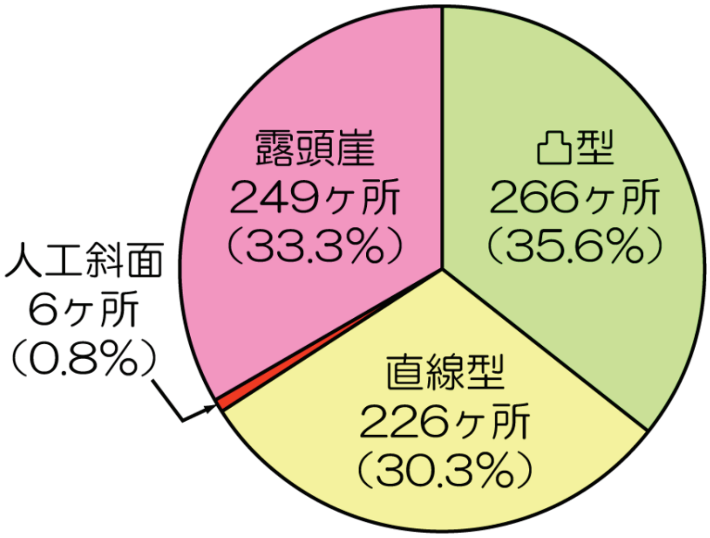
図－3.6　崩壊方位角 θ_a の定義

（２）調査結果

1) 崩壊発生場所の地形分類

斜面崩壊地 747 ヵ所の地形分類結果を**図－3.7** に示す．**図－3.7** より，兵庫県南部地震により発生した斜面崩壊地は凸型斜面での崩壊が 266 ヵ所, 直線型斜面での崩壊が 226 ヵ所, 露頭崖を含む崩壊が 249 ヵ所で，それぞれが全体のほぼ 1/3 ずつであったことがわかる．一方，人工斜面での崩壊はわずかに 6 ヵ所しか発生しておらず，六甲山地内ではそのほとんどが自然斜面での崩壊であったといえる．これらの結果は，今回の地震により六甲山系で発生した斜面崩壊が，平野・石井 [5]，沖村 [7]が報告しているように稜線に近いところか

ら始まり，傾斜変換線つまり遷急線にまたがって崩壊が発生していたことや，斜面が急で植生が回復することなく，岩が現れている露頭崖からの剥落，落石が多かったことをよく表しているといえる．また，これらの特徴は，上述した過去の地震を起因とする斜面崩壊の特徴として報告されている凸型斜面や直線型斜面での崩壊が発生しやすいという特徴と同様の傾向であったといえる．一方，斜面崩壊の誘因の 1 つである豪雨による崩壊 [18), 19)] と比較すると，豪雨時に発生する斜面崩壊地の地形的特徴としては，集水性の高い斜面形状である凹型あるいは谷型の斜面（**図－3.2** 参照）であること，一般に表土層が崩壊するため，露頭斜面では崩壊は発生しないこと [18)] と比較すると，地震による崩壊地の特徴は豪雨による崩壊のそれとは大きく異なっていたといえる．



図－3.7　崩壊発生場所の地形分類

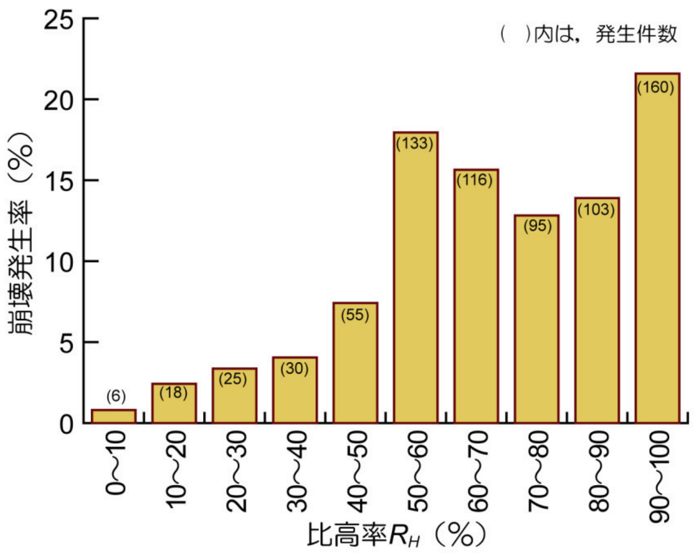
2) 比高率

比高率 R_H の算定結果を**図－3.8** に示す．**図－3.8** より，比高率 R_H が 90～100%の場所での崩壊が約 21%（160 カ所）と最も多かったことがわかる．また，全体の傾向として比高率 R_H の値が 50%を境にして急激に崩壊数が増えており，比高率 R_H の値が 50%以上の崩壊地は 607 ヵ所で，今回の地震により発生した崩壊のうち約 80%が斜面内の上方側で発生していたといえる．これは，平野・石井 [5)] が報告しているように崩壊の位置が斜面の上方に多かったことをよく表しているといえる．これらの原因としては，斜面の上方の方が下方に比して傾斜が急であることや，斜面の上方が下方に比べ地震動の加速度が増幅されやすいといわれており [20)]，斜面の上方では地震による揺れが下方よりも大きかったため，このような結果になったのではないかと考えられる．

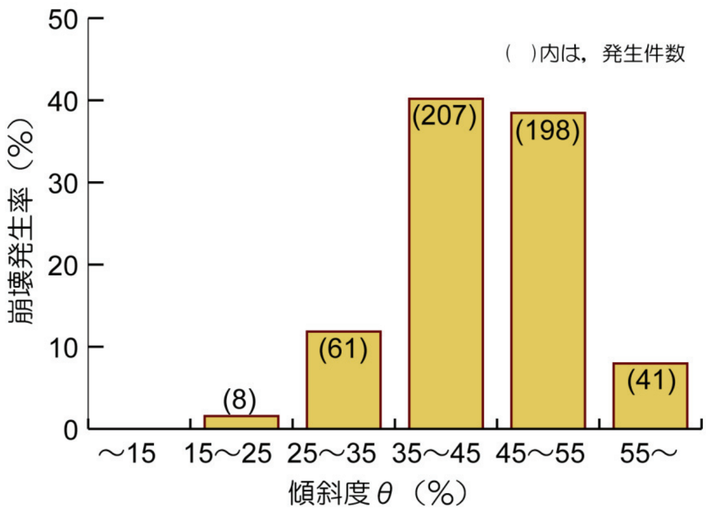
3) 傾斜度

傾斜度 θ の算定結果を**図－3.9** に示す，**図－3.9** より，傾斜度 θ が 35-45° の斜面での崩壊が約 40%（207 ヵ所）と最も多く，次いで 45-55° の斜面で約 38%（198 ヵ所）であり，これらの傾斜度 θ での崩壊が全体の約 80%を占めていたことがわかる．豪雨により発生す

る斜面崩壊地の斜面勾配の値は，一般に 35° 付近にピークがあること[21]や，六甲山系における過去の豪雨時の崩壊地は斜面勾配 30～40° の斜面上で最も多く，崩壊地全体の 60～80%がこれらの勾配に出現していること[22]と比較すると，豪雨時に比して急傾斜の場所で崩壊が発生していたことがわかる．一方，25° 未満の傾斜の緩い斜面ではほとんど崩壊が発生していなかったことがわかる．奥園ら[13]は，過去の地震を起因とする斜面崩壊と斜面勾配の関係について勾配が急になるほど崩壊がしやすくなると報告しており，今回もよく似た傾向であったといえる．斜面崩壊発生後，縦断面測量が比較的容易な豪雨時の崩壊に比して，今回の地震による崩壊地では現地で崩壊傾斜角を求めたり，あるいは縦断面測量により斜面勾配を求めることが困難であったことからも，今回の地震による崩壊が豪雨時に比べて急な斜面で発生していたことがわかる．



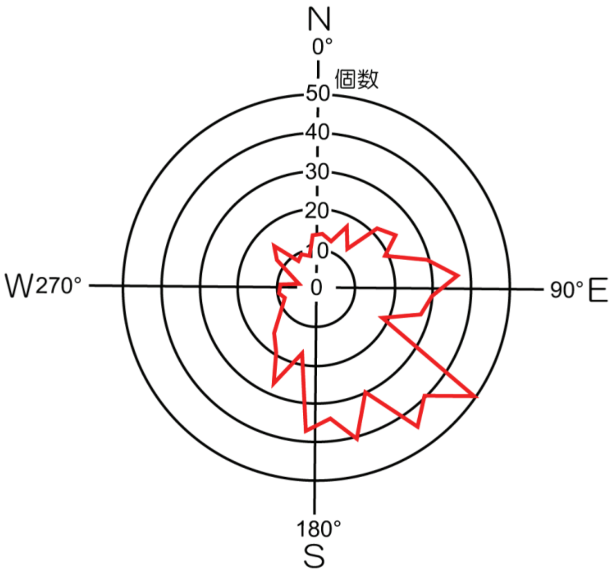
図－3.8　崩壊発生場所における比高率 R_H の分布



図－3.9　崩壊発生場所における傾斜度 θ の分布

4)崩壊方位角

崩壊方位角 θ_a の判読結果を**図－3.10** に示す．**図－3.10** より，斜面崩壊地は，NW→SE への方向で多く発生していたことがわかる．これは，NE－SW 方向で代表される表六甲山系の断層系とほぼ直交方向を示していたといえる．一方，安江・反町 [23]は，過去の地震を起因とする斜面崩壊と崩壊方位角との関係については，震源方向に対して直交や平行といった方向性はみられなかったと報告している．前述したように，今回の地震によって発生した崩壊地は，六甲山系の断層系に沿う形で多数発生しており，断層付近では断層系に沿った三角末端面の急斜面が多く存在していると考えられる．このことから，震源方向に直交していたために崩壊が多く発生していたと考えるよりも，断層に直交する方向に急斜面が多数あったため，結果としてこの方向の斜面での崩壊が卓越した可能性が考えられる．このことについては，バックグランドである六甲山系全体の斜面方位の分布を考慮して検討する必要がある．



図－3.10　崩壊発生場所における崩壊方位角 θ_a の分布

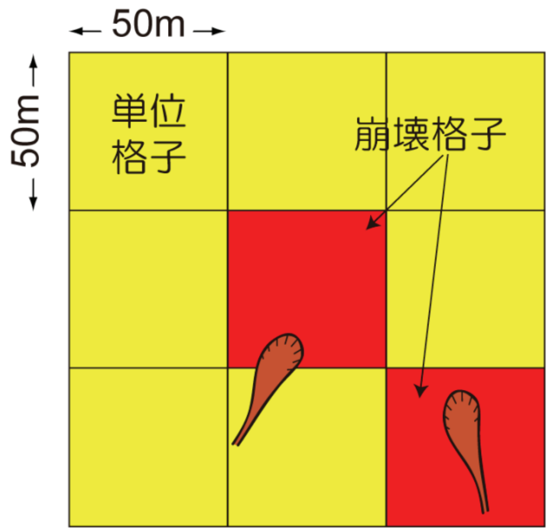
３．２．４　数値標高モデルから求めた斜面崩壊地の地形立地条件 [4), 11)]

（１）数値標高モデル

前項では，斜面崩壊地のみを対象としてその地形立地条件について考察したが，地震によって崩れやすい斜面の特徴を検討するためには，バックグラウンドである六甲山系全体から比較の考察を行う必要がある．しかしながら，前項で述べた方法を六甲山系全体の斜面に適用することは困難であり，斜面崩壊地の地形的特徴を山系全体との比較において定量的に検討することができない．西田ら [24]は，空中写真より作成した 5m 間隔の詳細な数値標高モデル（DEM：Digital Elevation Model）を作成し，地形量として斜度と凹凸を表す指標である平均曲率を算出して斜面崩壊地の地形的特徴を山地全体の斜面との比較により検討している．その結果，斜度に関しては 10m 間隔，平均曲率としては 50m 間隔の格子を用いることにより，地震時に斜面崩壊が発生する斜面の地形立地条件を説明できるとしている．しかしながら，検討対象とした斜面は，夙川上流域（約 1.3km^2），芦屋川上流域

（約 1.8km^2），住吉川上流域（約 1.4km^2）の 3 地域のみで，バックグラウンドである六甲山系全体を対象とはしていない．

そこで，本項ではバックグラウンドである六甲山系全体からの比較作業を計量的に行うため，数値標高モデルを用いて，そこから算出することのできる局所地形量からみた地形立地条件について考察する．なお，数値標高モデルとして数値地図 50m メッシュ（標高）[8]を用いた．この数値地図 50m メッシュ（標高）は，縮尺 1/25,000 の地形図に描かれている等高線から求められた数値地形モデルであり，メッシュ内の中心の標高が求められている．数値標高モデルを用いた斜面崩壊地の地形立地解析を行う場合，対象とする崩壊地のサイズを考慮し，それに適した格子間隔の数値標高モデルを採用することが重要である．兵庫県南部地震により発生した崩壊地の規模は，おおよそ幅 10～20m，長さ 30～40m であり，これに比して数値地図 50m メッシュ（標高）はサイズがやや大きいが，六甲山系全体がカバーされているので，このデータを用いて 50m 間隔の数値標高モデルを作成することとした．本項では，この縦横 50m の格子を単位格子（**図－3.11** 参照）として定義し，以下に述べる局所地形量を求めた．なお，六甲山系をこの定義に従って格子分割すると 87,512 個となった．また，前述した縮尺 1/10,000 の崩壊分布図[6]を同様に格子分割することにより，単位格子内に崩壊が出現している基本格子を崩壊格子と定義し（**図－3.11** 参照），求めた．その際，崩壊が 2 つの単位格子にまたがって発生している崩壊地については，崩壊源がある単位格子を崩壊格子とし，また 1 つの単位格子内に複数の崩壊が発生している場合でも崩壊格子数は 1 個として数えた．この結果，崩壊格子数は 671 個となった．



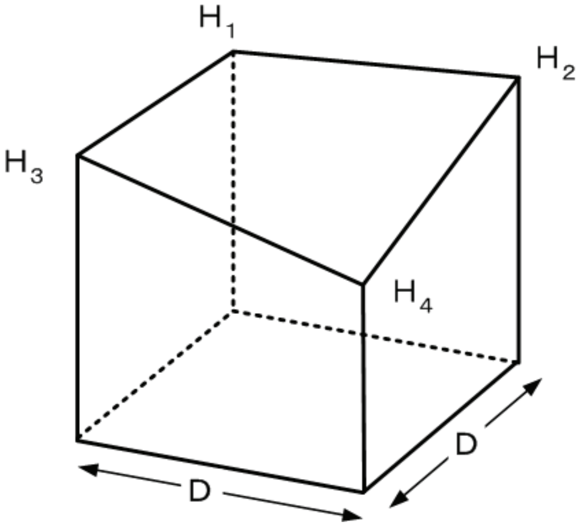
図－3.11　単位格子と崩壊格子の定義

（２）解析項目

1) 標高

単位格子を構成する 4 点の標高（**図－3.12** 参照）の平均値をその単位格子の標高 H_c とし，式（3.3）より算出した．

$$H_c = \frac{1}{4}\sum_{i=1}^{4} H_i \qquad (3.3)$$



図－3.12　数値標高モデル上での単位格子

2) 傾向面の傾斜

傾向面は与えられた単位格子を対象として，標高に対して誤差の平方和が最小となるような曲面，もしくは平面として算出される．本研究では，容易に求めることのできる一次傾向面[25)]を用いることとした．傾向面の傾斜 θ_T は，この一次傾向面と水平面との交わる角で，内積の関係より式（3.4）より求めることができる．この方法で得られる傾斜は，単位格子の最大傾斜を表現していることになる．

$$\theta_T = \tan^{-1}\frac{\sqrt{A^2+B^2}}{2D} \qquad (3.4)$$

ここで θ_T：傾向面の傾斜(°)

D：格子間隔(=50m)

$A = H_1 - H_2 + H_3 - H_4$

$B = H_1 + H_2 - H_3 - H_4$

3) 傾向面の偏差

傾向面の偏差 *TSD* は，一次傾向面上の標高値と数値地形モデル上の標高値との残差の 2 乗和を求め，それを 3（格子点数－1）で割った平方根で表され，式（3.5）より求められる．この傾向面の偏差 *TSD* は，間接的に地表面の凹凸の程度を表しており，傾斜のある地表面でも，それが平坦であれば 0 に近い値を示すこととなる．

$$TSD = \left[\frac{T_2 - \frac{A^2}{4} - \frac{B^2}{4} - \frac{T^2}{4}}{3}\right]^{1/2} \qquad (3.5)$$

ここで，*TSD*：傾向面の偏差(m)

$T = H_1 + H_2 + H_3 + H_4$

$T_2 = H_1^2 + H_2^2 + H_3^2 + H_4^2$

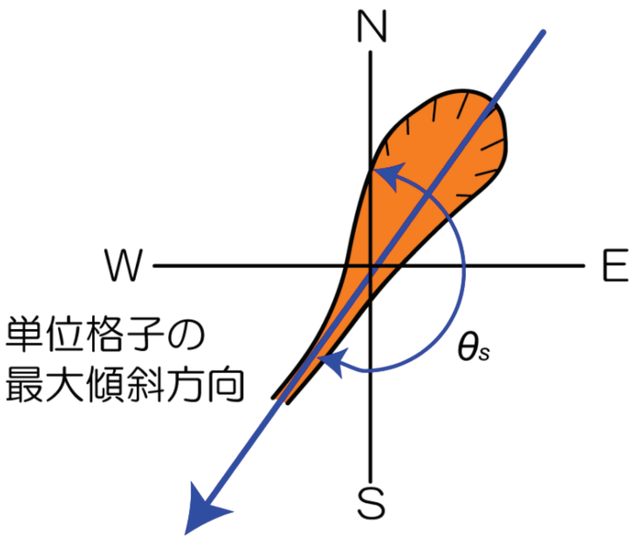
4) 斜面方位角

斜面方位角 θ_s は，一次傾向面の法線ベクトルを水平面に射影し，真北方位のベクトルとのなす角として，式（3.6）より算出した（**図－3.13** 参照）．

$$\theta_s = \cos^{-1}\frac{-B}{\sqrt{A^2+B^2}} \quad （ただし，\mathrm{A} \geqq 0） \tag{3.6a}$$

$$\theta_s = 360 - \cos^{-1}\frac{-B}{\sqrt{A^2+B^2}} \quad （ただし，\mathrm{A} < 0） \tag{3.6b}$$

ここで，θ_s：斜面方位角(°)



図－3.13　崩壊方位角 θ_s の定義

5) 崩壊出現率

バックグラウンドである六甲山系全体から比較により，崩れやすい斜面の地形条件を表すことを目的として，崩壊出現率 A_N を式（3.7）のように定義した．

$$A_N = \frac{F_N}{B_N} \times 100 \tag{3.7}$$

ここで，A_N ＝局所地形量のランク毎の崩壊出現率(%)

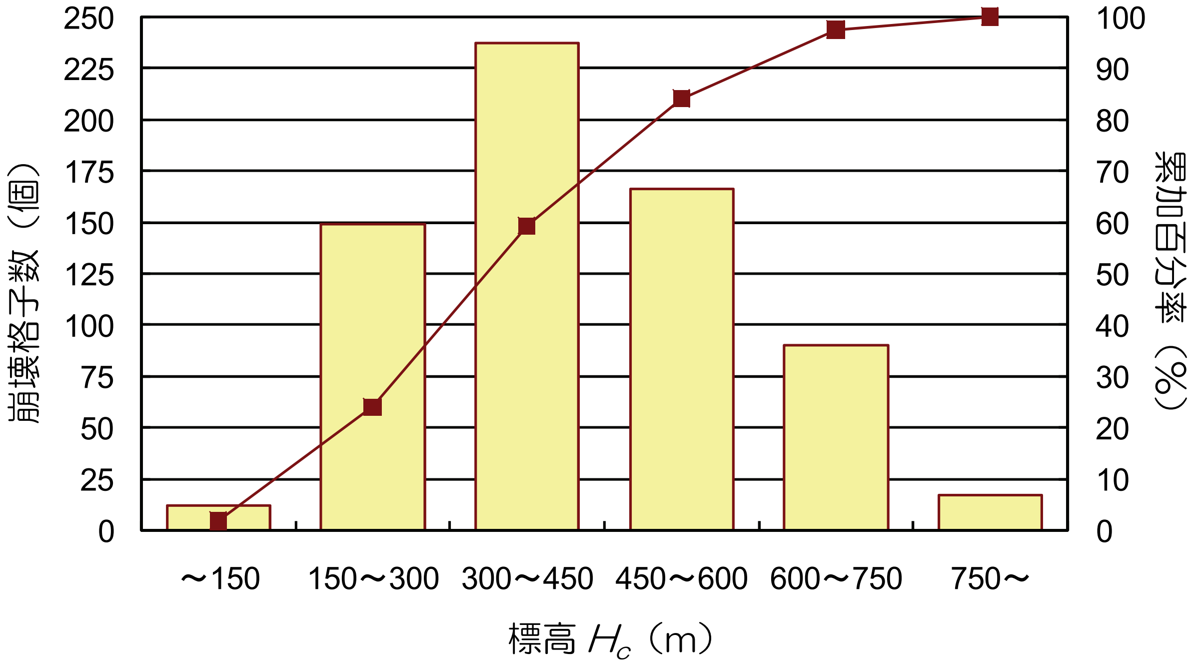
B_N ＝局所地形量のランク毎の六甲山系全体の単位格子数(個)

F_N ＝局所地形量ランク毎の崩壊格子数(個)

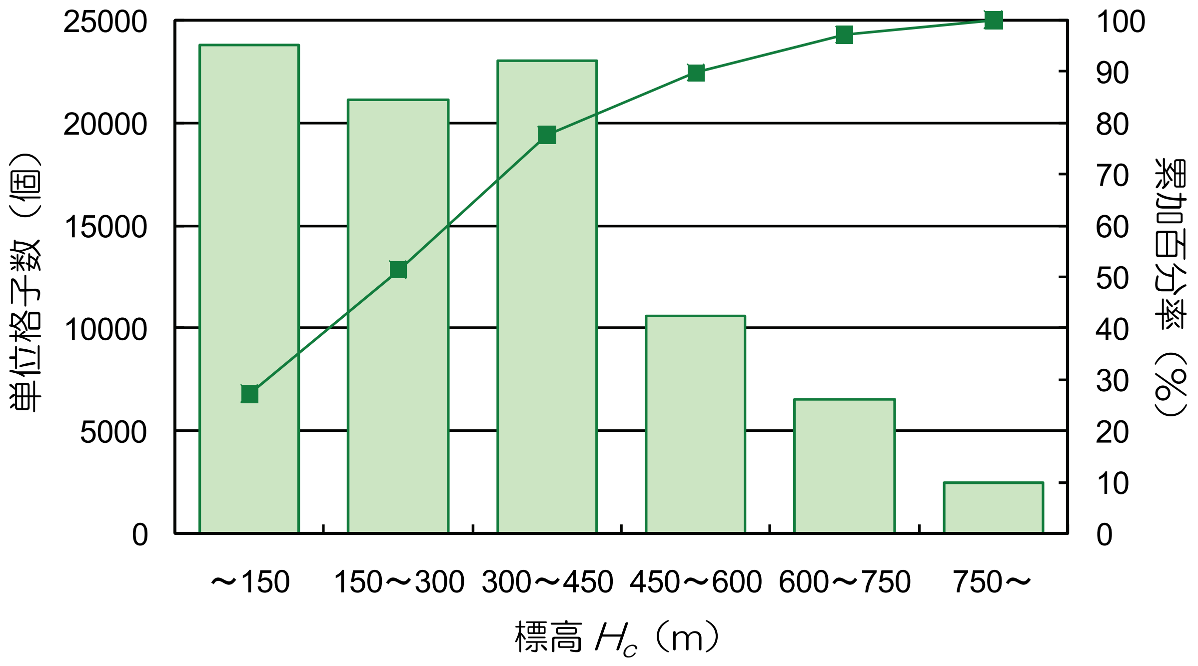
（３）解析結果

1) 標高

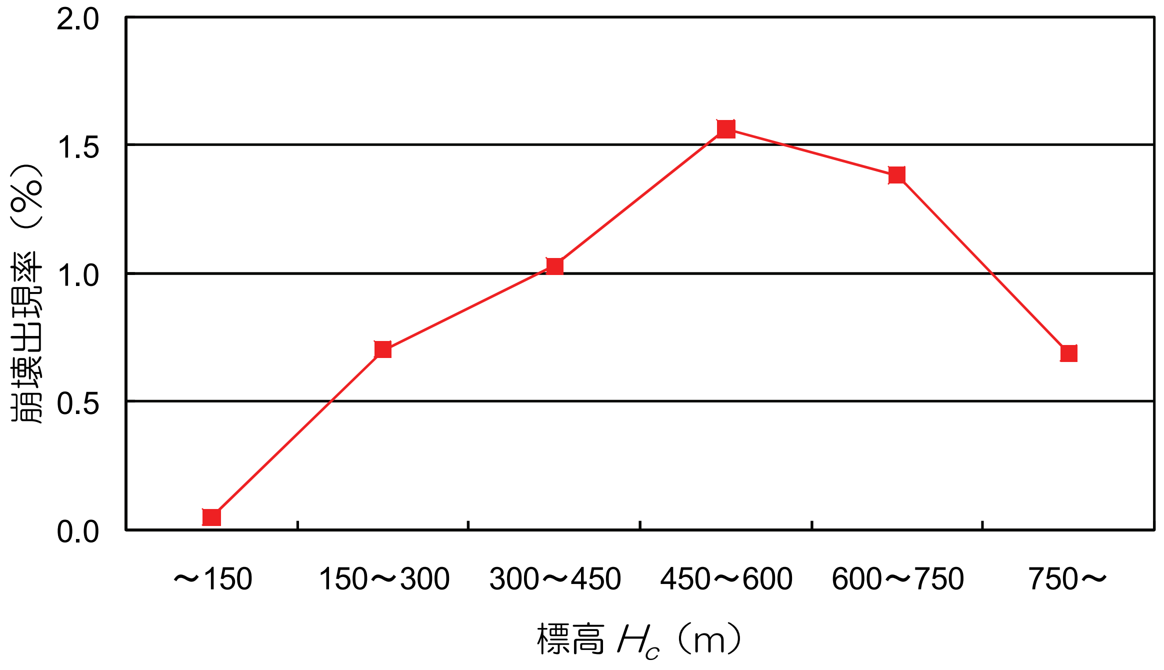
崩壊格子の標高分布を**図－3.14** に，六甲山系全体の標高分布を**図－3.15** に示す．**図－3.14** より，標高 300～450m 付近での崩壊が 237 ヵ所と多く，また標高 150m 未満の場所や標高 750m 以上の場所では，崩壊数は 20 ヵ所未満と少ないことがわかる．**図－3.15** より，六甲山系全体の標高分布の特徴としては，標高 450m 未満の場所が多く分布して，六甲山系全体の約 80%を占めていることがわかる．また，表六甲では山麓部が海に面しているのに対し，裏六甲では山麓部が六甲山系の北側にある金剛童子山やナダレ尾山などの山々に繋がっているため，300～450m の標高付近が裏六甲山麓になっており，このように標高 450m までがそれより低い標高とほぼ同程度分布する結果になったと思われる．つぎに，**図－3.14** と**図－3.15** の結果を用いて，標高の崩壊出現率を式（3.7）より求めた．その結果を**図－3.16** に示す．**図－3.16** より，標高 450～600m 付近の崩壊出現率の値は約 1.6%前後を示し，次いで標高 600～750m で約 1.4%を示している．また，六甲山系全体の単位格子数に対する崩壊格子数の割合が約 0.8%であり，この値と比較すると標高 450-700m 付近の崩壊出現率の値が約 2 倍であることから，六甲山系における中腹から斜面上方に位置する場所が崩壊しやすい場所であったといえる．上述したように，斜面の上方が下方に比べ地震動の加速度が増幅されやすいといわれており [20]，斜面の上方では地震による揺れが下方よりも大きかったため，このような結果になったのではないかと考えられる．



図－3.14　崩壊格子の標高 H_c の分布



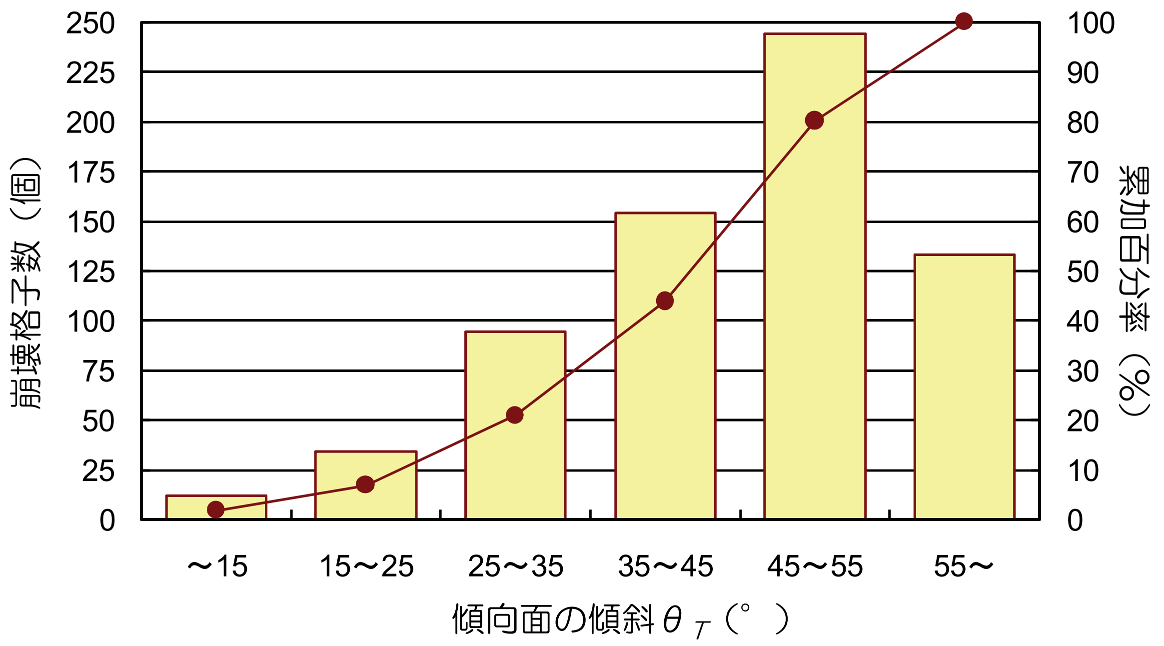
図－3.15　六甲山系における単位格子の標高 H_c の分布



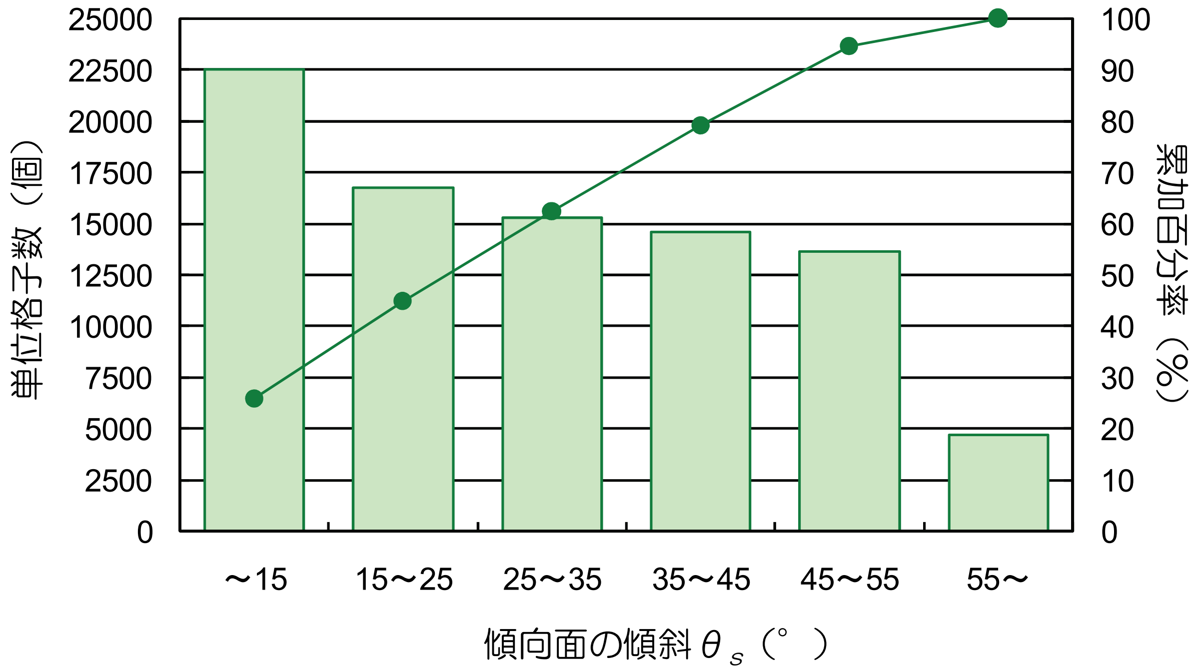
図－3.16　標高 H_c の崩壊出現率

2) 傾向面の傾斜

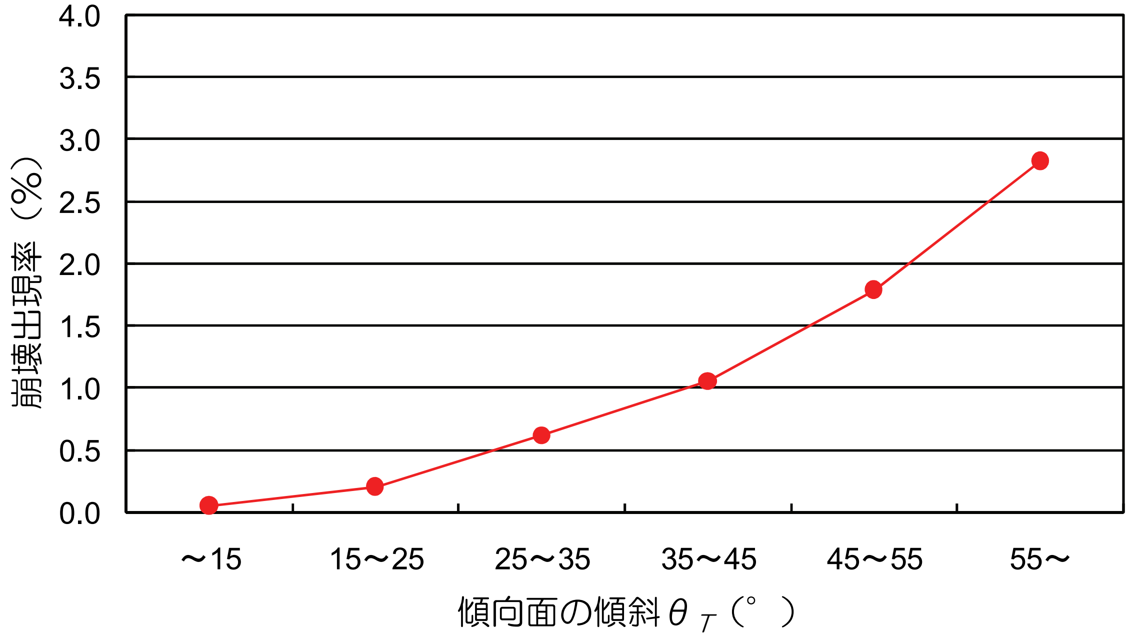
崩壊格子の傾向面の傾斜分布を**図－3.17** に，六甲山系全体の傾向面の傾斜分布を**図－3.18** に示す．**図－3.17** より，傾向面の傾斜が 45～55° 付近の場所での崩壊が約 250 ヵ所と多かったことがわかる．また，傾向面の傾斜が 35° 未満の場所での崩壊は全体の 20%であり，斜面勾配の大きい場所での崩壊が多かったことがわかる．**図－3.18** より，六甲山系全体の分布の特徴としては，傾向面の傾斜が 15° 未満の場所が最も多いが，傾斜 55° までの場所がほぼ同程度の割合で存在していることがわかる．つぎに，**図－3.17** と**図－3.18** の結果を用いて，傾向面の傾斜の崩壊出現率を式（3.7）より求めた．その結果を**図－3.19** に示す．**図－3.19** より，崩壊格子数では傾向面の傾斜が 45～55° 付近の場所での崩壊が多かったが，崩壊出現率を算定した結果，55° 以上の場所の出現率がもっと高い値を示していることがわかる．また，全体の傾向としても右上がりの傾向を示しており，急傾斜の場所ほど崩壊が発生しやすかったことがわかる．



図－3.17　崩壊格子の傾向面の傾斜 θ_T の分布



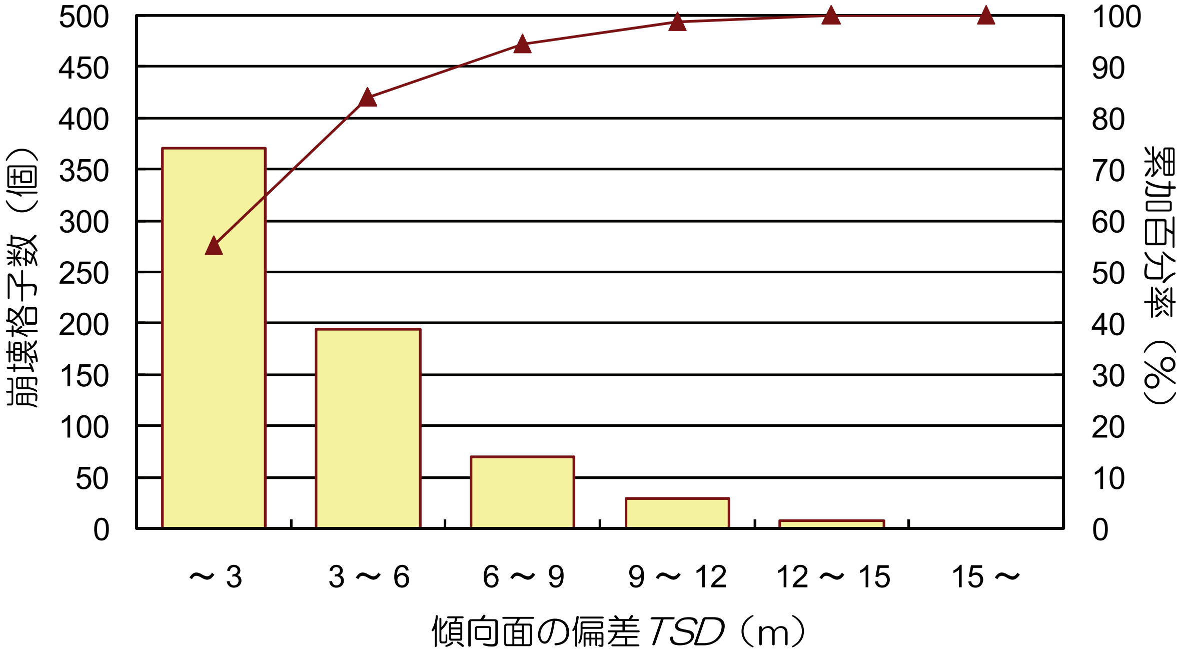
図－3.18　六甲山系における単位格子の傾向面の傾斜 θ_T の分布



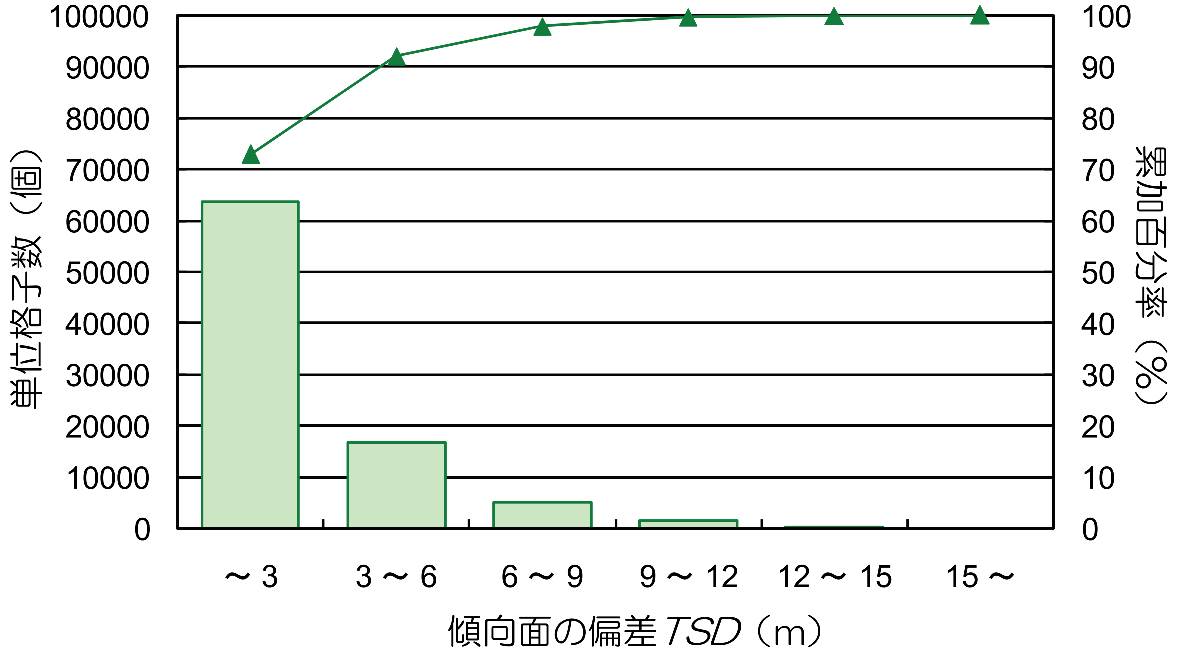
図－3.19　傾向面の傾斜 θ_T の崩壊出現率

3) 傾向面の偏差

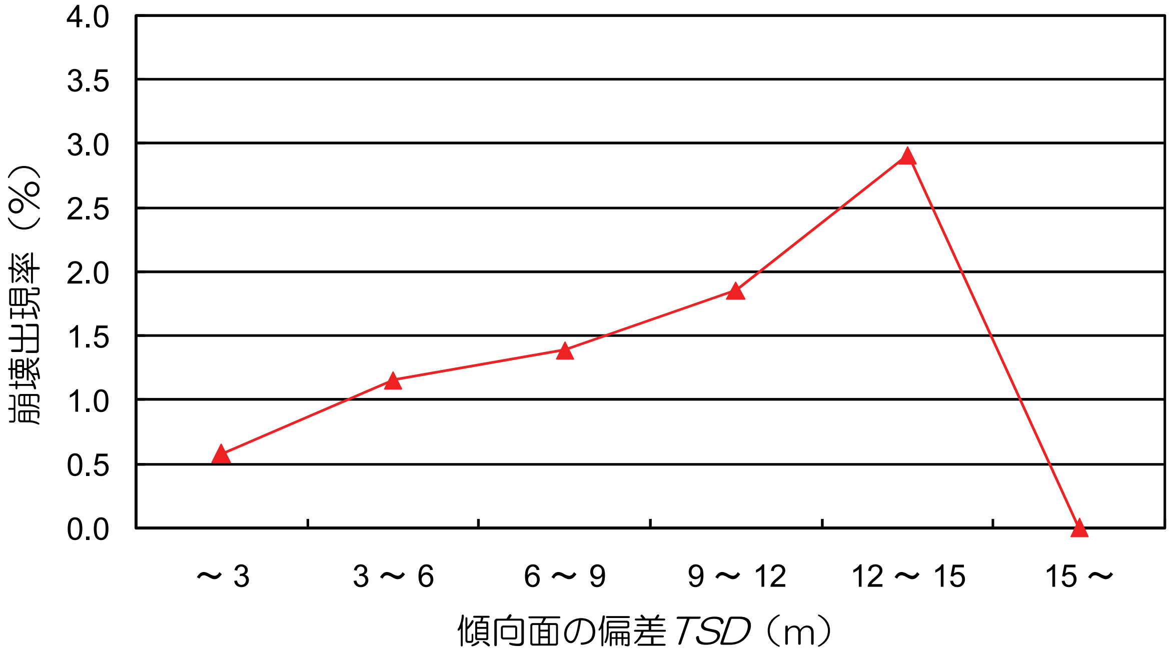
崩壊格子の傾向面の偏差分布を**図－3.20** に，六甲山系全体の傾向面の偏差分布を**図－3.21** に示す．**図－3.20** より，傾向面の偏差の値が大きくなるにつれて崩壊個数も減少している．一方，**図－3.21** をみると，六甲山系全体も傾向面の偏差の値が大きくなるにつれて同様に単位個数は減少していることがわかる．しかし，崩壊地では傾向面の偏差 3m 未満の場所が約 55%，6m 未満の場所が約 85%であるのに対し，六甲山系全体では傾向面の偏差が 3m 未満の場所が全体の約 72%，6m 未満の場所が約 90%を超えており，六甲山系全体の方が，地表面の凹凸の程度は小さいといえる．つぎに，**図－3.20** と**図－3.21** の結果を用いて，傾向面の偏差の崩壊出現率を式（3.7）より求めた．その結果を**図－3.22** に示す．**図－3.22** より，崩壊出現率は**図－3.20** と**図－3.21** の分布傾向とは異なり，傾向面の偏差が大きくなればなるほどその値が大きくなっていることがわかる．よって，地表面の凹凸が激しい場所ほど崩壊が発生しやすかったといえる．



図－3.20　崩壊格子の傾向面の偏差 *TSD* の分布



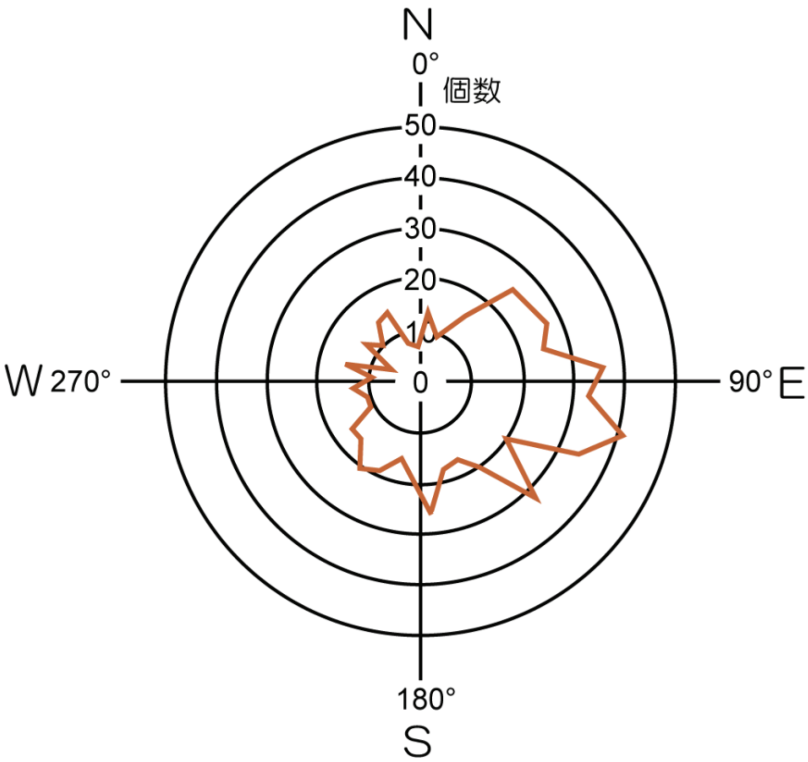
図－3.21　六甲山系における単位格子の傾向面の偏差 *TSD* の分布



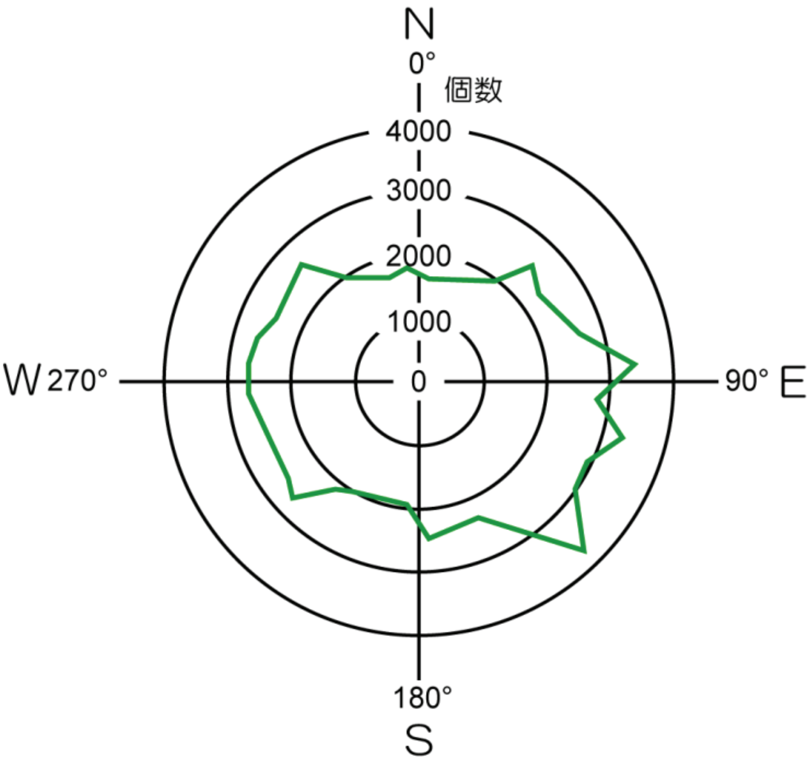
図－3.22　傾向面の偏差 *TSD* の崩壊出現率

4) 斜面方位角

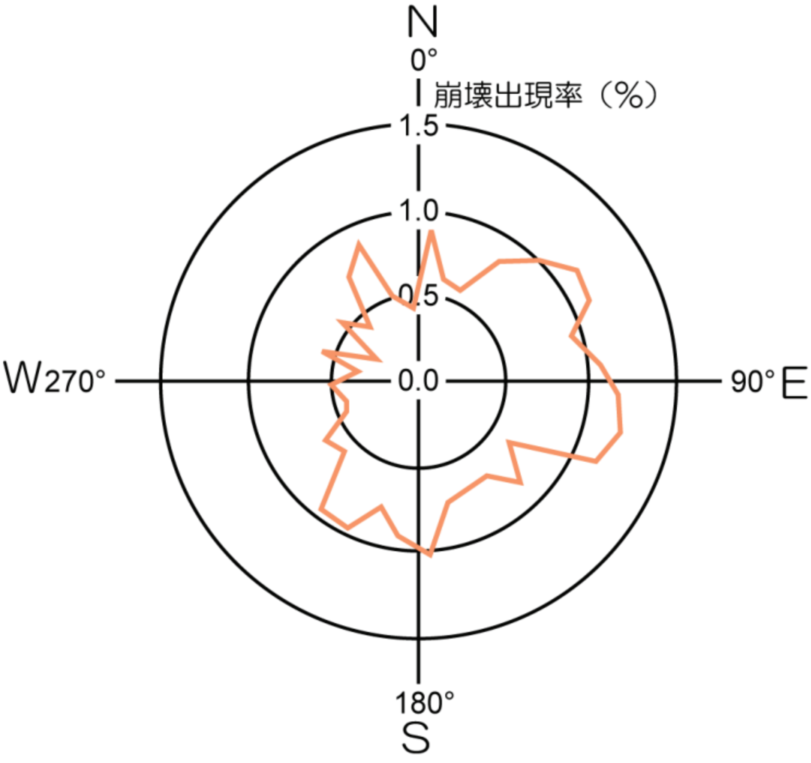
崩壊格子の斜面方位角の分布を**図－3.23** に，六甲山系全体の斜面方位角の分布を**図 3.24** に示す．**図－3.23** をみると，NW→SE 方向よりも W→E 方向の崩壊が卓越しており，前項の地形図上から求めた**図－3.10** とは異なる結果となった．この原因としては，地形図から読みとった場合，微地形を表現することができるが，本項で用いた 50m 格子間隔の数値標高モデルでは微地形を十分に表現することができず，このような結果になったものと考えられる．**図－3.24** をみると，六甲山系全体は大きく見ると NE-SW の山稜が細長く分布しているためか，この図では WNW-ESE 系の斜面が NE-SW 系のそれに比して多いことがわかる．また，WNW-ESE 系の中でも WNW→ESE 系（表六甲山系）の斜面が ESE→WNW 系（裏六甲山系）のそれに比して多いこともわかる．つぎに，**図－3.23** と**図－3.24** の結果を用いて，斜面方位角の崩壊出現率を式（3.7）より求めた．その結果を**図－3.25** に示す．**図－3.25** より，W→E 方向の崩壊出現率の値が 1.2%前後と最も大きな値を示しているが，それ以外の斜面方位でも崩壊出現率の値が 1.0%前後で分布しており，顕著な方向性は見られない．このことは，前述した安江・反町 [23)] が報告している過去の地震を起因とする斜面崩壊と崩壊方位角との関係については，震源方向に対して直交や平行といった方向性はみられなかったことと同様の結果であった．



図－3.23　崩壊格子の斜面方位角 θ_s の分布



図－3.24　六甲山系における単位格子の斜面方位角 θ_s の分布



図－3.25　斜面方位角 θ_s の崩壊出現率

３．２．５　まとめ

本節では，兵庫県南部地震に伴い六甲山系で発生した山腹斜面崩壊対象に地形立地解析を行い，過去の地震により発生した斜面崩壊地の特徴や豪雨時に発生する斜面崩壊地の特徴と比較することにより明らかにした．得られた結果を以下に列挙する．

１）兵庫県南部地震で発生した山腹斜面崩壊は，神戸市灘区から東灘区，芦屋市，西宮市，宝塚市にかけての東六甲山系に多く，それ以外はわずかに六甲山系の西端の須磨区に見える程度で，中央区以西の西六甲山系にはほとんど崩壊が発生していなかった．また，東六甲山系では，これらの崩壊は五助橋断層，芦屋断層および有馬－高槻構造線などの断層系に平行な分布状態で出現していた．

２）兵庫県南部地震による崩壊数としては，小規模なものを含めて 747 カ所であった．これは，六甲山系における過去の豪雨（昭和 42 年（1967 年）7 月豪雨）災害時の崩壊数に比して 5 分 1 程度であった．

３）地形図を用いた地形立地解析を行った結果，兵庫県南部地震による斜面崩壊地の地形的特徴としては以下のことが挙げられる．i）地形分類として，凸型斜面，直線型斜面，露頭崖の場所で崩壊が発生していた．ii）比高率の値が 50%以上，つまり斜面内の上方の場所で崩壊が多発していた．iii）斜面傾斜が 35-55°の急傾斜の場所で崩壊が多発していた．iv）崩壊方向は，NW→SE 方向が多かった．

４）斜面崩壊地の地形的特徴を六甲山系全体との比較において定量的に検討するため，数値標高モデルを用いた地形立地解析を行った結果，斜面崩壊地の地形的特徴としては以下のことが挙げられる．i）六甲山系における中腹から斜面上方に位置する場所が崩壊しやすい場所であった．ii）急傾斜の場所ほど崩壊が発生しやすかった．iii）地表面の凹凸が激しい場所ほど崩壊が発生しやすかった．iv）斜面崩壊と崩壊方位角との関係については顕著な方向性は見られなかった．

５）以上のことから，兵庫県南部地震により六甲山系で発生した斜面崩壊地の地形的特徴は，過去の地震時に発生した崩壊地の特徴と同様の傾向を示していたといえる．よって，他地域においても，本研究で用いたような地形的特徴を表現する指標を用いて対象地域の地形条件を調べることは，地震時に崩壊発生の可能性の高い斜面の抽出する際に有用であると思われる．

３．３　トップリング型斜面崩壊の発生危険度評価手法

３．３．１　はじめに

地震後に行われた現地調査では，破壊面が円弧や直線等で表されるようなきれいなすべり面ではなく，凹凸の激しい階段状の破壊面を示し，さらに崩壊した材料が土砂ではなく，角礫状のものが多い崩壊地が見られた（**写真－3.1** 参照）．このような斜面の崩壊形態としては，表層崩壊型（**写真－3.2** 参照）ならびに落石型の崩壊（**写真－3.3** 参照）ではなく，節理系の不連続面に沿ったトップリング型の崩壊が発生していたと推察される．トップリング型崩壊は風化が進行し，節理が発達した急勾配の岩盤斜面における崩壊としては支配的な様式と考えられ，特に地震時には水平方向の慣性力が作用するため，斜面崩壊として発生しやすい様式と考えられる[2)]．このような崩壊形態の斜面の危険度を評価するためには，すべり面安定解析手法ではなく，トップリングのメカニズムを考慮に入れた解析手法を用いる必要がある．

そこで本節では，斜面崩壊メカニズムをトップリング型とした場合の斜面崩壊危険度評価手法として，Goodman and Bray[3)]が提案している階段状の基盤に生じるトップリングの極限平衡解析モデルに震度法を適用することにより，地震時のトップリング型斜面崩壊危険度評価手法の提案を行う．さらに，本手法をモデル斜面ならびに兵庫県南部地震時に崩壊が発生した斜面に適用して，手法の妥当性を検証する．

写真－3.1　兵庫県南部地震による斜面崩壊事例（その１）

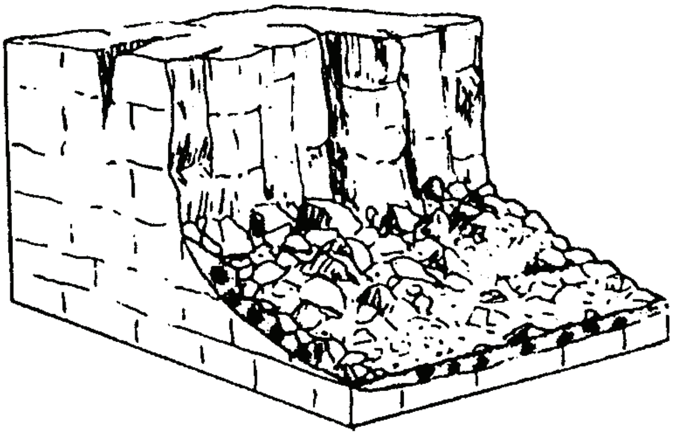
写真－3.2　兵庫県南部地震による斜面崩壊事例（その２）

写真－3.1　兵庫県南部地震による斜面崩壊事例（その３）

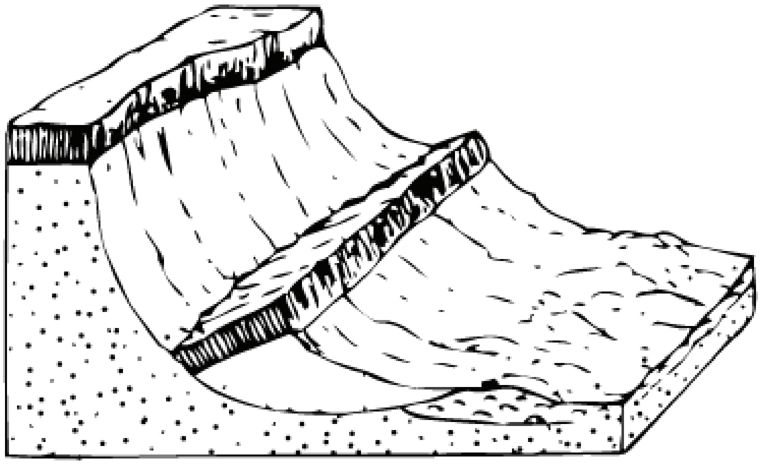
３．３．２　トップリング型崩壊の発生メカニズム

主に岩盤斜面の破壊様式としては，図－3.26[26)]に示すような絶壁などで発生するような分離・崩落（Rock fall）型崩壊と，図－3.27[26)]に示すような，斜面形状と岩盤の性質に支配されるすべり（Sliding）型崩壊，図－3.28[26)]に示すような，節理が発達した硬岩から成る急勾配の傾斜地の崩壊では支配的の破壊様式であるトップリング（Toppling）型崩壊が

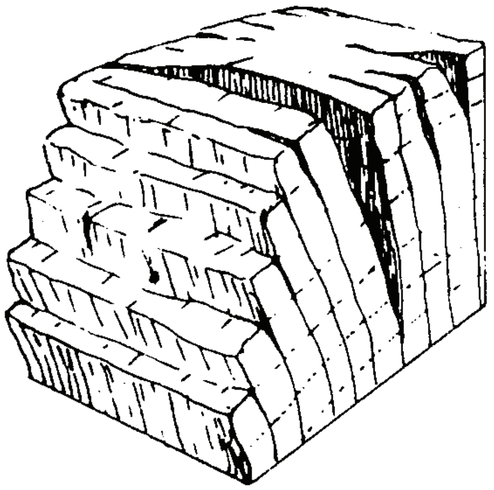
挙げられる[26)]．上記の 2 つは，主に既存のあるいは新しく生じた面上における岩塊のすべりによるものであるのに対し，トップリング（Toppling）型崩壊は岩塊の回転を含んでいるのが特徴である．



図－3.26　分離・崩落（Rock fall）型崩壊[26)]



図－3.27　すべり（Sliding）型崩壊[26)]



図－3.28　トップリング（Toppling）型崩壊 [26)]

トップリング破壊は，ある傾いた平面上におかれた 1 つの岩石のブロックの幾何学的性質からつぎのように説明される．図－3.29[27)]に示すような傾斜角 ϕ の斜面上にある高さ h，底面の幅 b，奥行き単位長さの長方形のブロックを考え，ブロックのすべり落ちる運動に抵抗する力は摩擦だけによると仮定する．つまり，粘着力 $c=0$ と仮定する．このブロックの重量を表すベクトル W が底面 b の中にあるとき，もし，この斜面の傾斜角 ϕ が内部摩擦角 ϕ よりも大きいと，ブロックのすべりが起こる．一方，ブロックが高くて細い（$b<h$）場合には，重量ベクトル W は底面 b の外側に落ち，ブロックは転倒する．つまり，ブロックの下側の接触辺まわりに回転することとなる．さらに，内部摩擦角 ϕ が tan^{-1}（b/h）より大きい場合にはすべりは生じず，転倒だけが発生する．これらの条件を整理すると，斜面上の単一ブロックの挙動はつぎのように 4 つの領域に分類できる（図－3.30[27)]参照）．

領域（1）：安定

$\phi < \phi$ および $b/h > tan\,\phi$ の条件でブロックは安定であり，転倒もすべりも起こらない．

領域（2）：すべりのみ

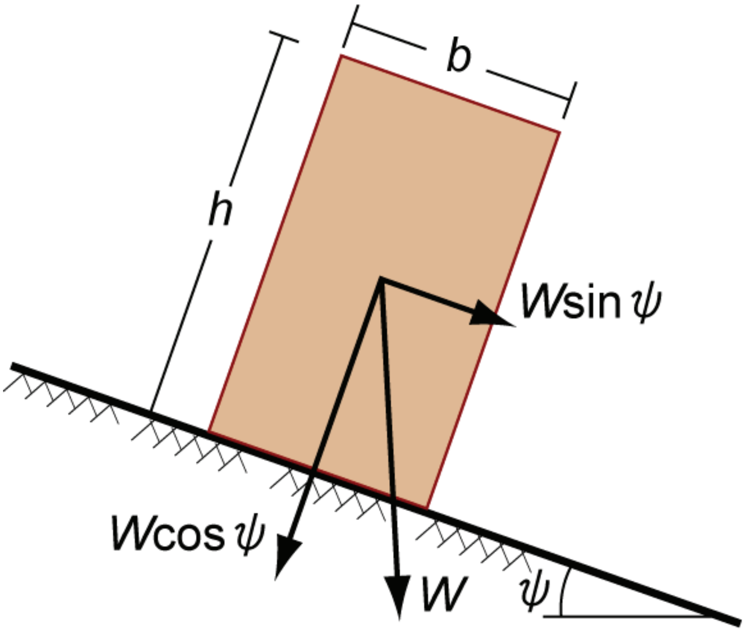
$\phi > \phi$ および $b/h > tan\,\phi$ の条件でブロックはすべるが，転倒は起こらない．

領域（3）：トップリングのみ

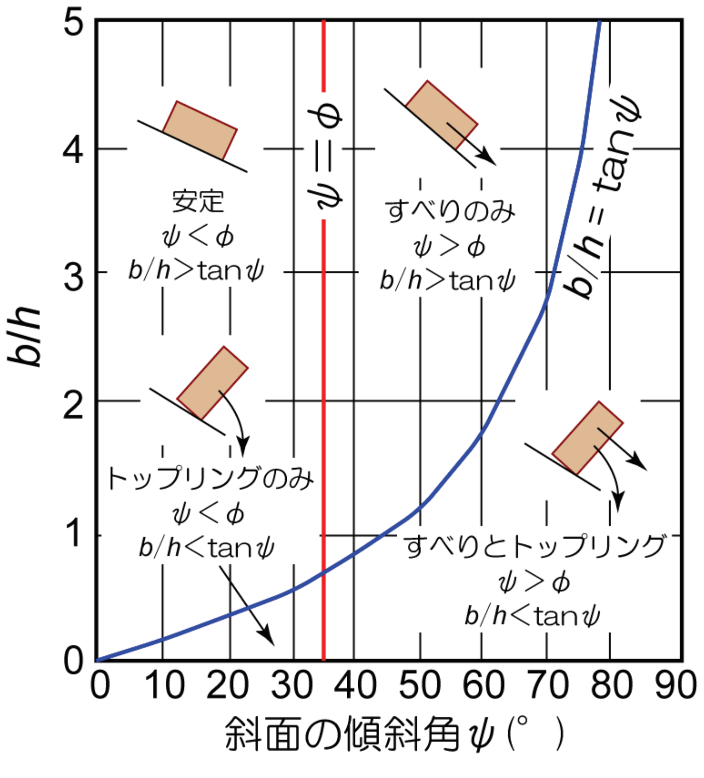
$\phi < \phi$ および $b/h < tan\,\phi$ の条件でブロックは転倒するがすべらない．

領域（4）：すべりとトップリング

$\phi < \phi$ および $b/h < tan\,\phi$ の条件でブロックはすべりと転倒が同時に起こりうる．



図－3.29　斜面上にあるブロックの幾何形状 27)



図－3.30　斜面上にある１つのブロックのすべりとトップリングの発生条件 27)
（一部加筆）

このブロックの安定性を解析するに当たって，すべり面安定解析の方法は領域(1)，(2)に対しては適用できるが，トップリングが生じる領域(3)，(4)では，これと同一方法では解析することができない．このようなトップリング型の斜面崩壊の安定解析手法として，

Goodman and Bray[3)]が階段状の基盤に生じるトップリングの極限平衡解析モデルを提案している．

３．３．３　階段状の基盤に生じるトップリングの極限平衡解析モデル[27)]

以下に, Goodman and Bray[3)]が提案している階段状の基盤に生じるトップリングの極限平衡解析モデルを示す.

（１）安定解析に使用する記号の説明

図－3.31[27)]に示すようなブロックの斜面を考える．斜面は（90°-ϕ）で傾いた層からなる岩盤で，地表面の傾斜角はθ_1，上部の傾斜角はθ_2である．基岩は全体的に平均角βで傾き，図の様な階段状をなしている．また，図中の定数a_n，b_nとc_nは次の関係から決まる．

$$a_n = x_{n-1} \times \tan(\theta_1 - \phi) \qquad (3.8)$$

$$b_n = x_n \times \tan(\phi - \theta_2) \qquad (3.9)$$

$$c_n = x_n \times \tan(\beta - \phi) \qquad (3.10)$$

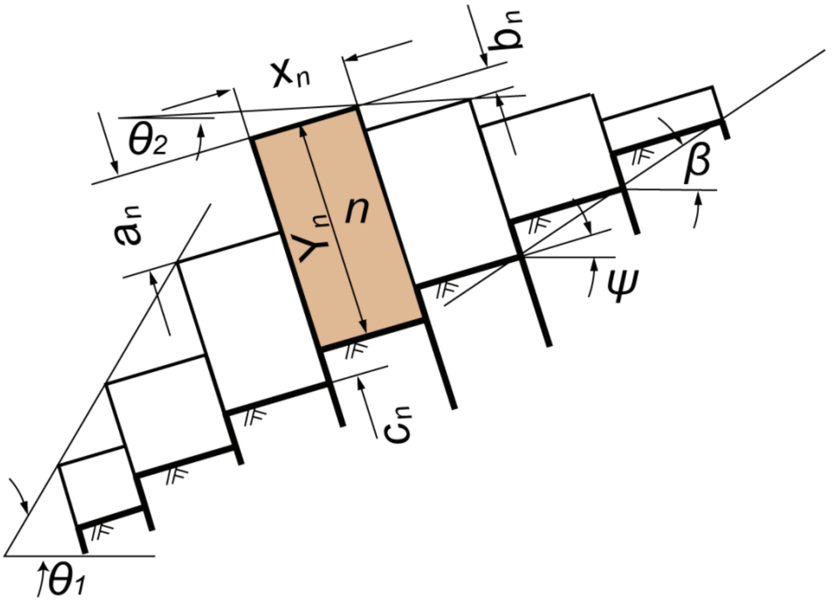
ここで，x_n：各ブロックの幅(m)

また，このモデルで斜面の頂部より下方のブロック高さは，

$$Y_{n-1} = Y_n + c_n - a_n \qquad (3.11)$$

また，頂部より上部では，

$$Y_{n+1} = Y_n - b_n - c_{n-1} \qquad (3.12)$$



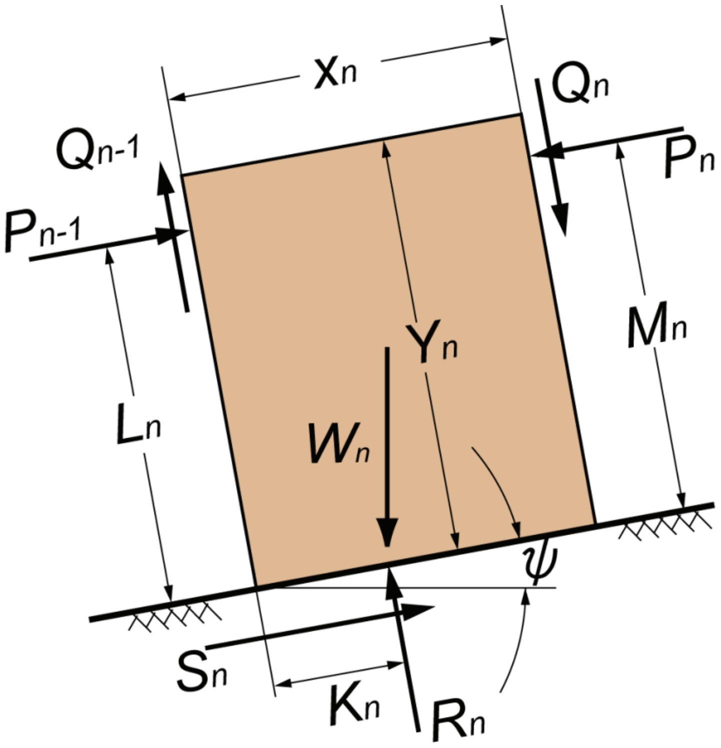
図－3.31　階段状の基盤に生じるトップリングの極限平衡解析モデルに用いる記号[27)]
（一部加筆）

図－3.31[27)]のブロック系が崩壊を始めると，ブロックの挙動から以下の 3 種類の系に分類することができる．

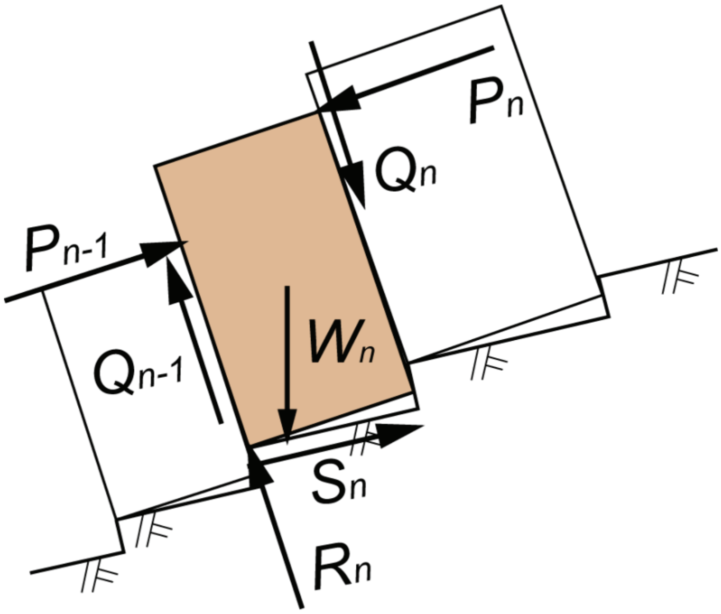
i)のり尻のすべりブロックの組
ii)斜面最上部での安定したブロックの組
iii)トップリングブロックからなる中間の組のブロック

ただし，特定の形状ではトップリングの組がのり尻までのびて，すべりブロックの組がない場合もある．

図－3.32[27)]では，基盤との間に（R_n，S_n）の力が傾き，隣のブロックとの間に（P_n，Q_n，P_{n-1}，Q_{n-1}）の力が働いている．いま，あるブロックがトップリングの組にあるとき，全ての力の作用点は**図－3.33**[27)]のようになる．



図－3.32　*n* 番目のブロックに作用する力 [27)]（一部加筆）



図－3.33　 *n* 番目のブロックでのトップリング [27]（一部加筆）

n 番目のブロックが斜面の頂部よりも下にあれば，

$M_n = Y_n$　(3.12)

$L_n = Y_n - a_n$　(3.13)

となり，*n* 番目のブロックが頂部にあると，

$M_n = Y_n - b_n$　(3.14)

$L_n = Y_n - a_n$　(3.15)

となり，*n* 番目のブロックが斜面の頂部よりも上であれば，

$M_n = Y_n - b_n$　(3.16)

$L_n = Y_n$　(3.17)

となる．また，全てのケースで，

$K_n = 0$　(3.18)

であり，ブロックの側面に働く極限の摩擦力は *n* 番目のブロックが斜面の頂部よりも下にあれば，

$Q_n = P_n tan\,\phi$　(3.19)

$Q_{n-1} = P_{n-1} tan\,\phi$　(3.20)

であり，底面に働く法線応力および平行な力を解くと，

$R_n = W_n(\cos\phi) + (P_n - P_{n-1})\tan\phi$ （3.21）

$S_n = W_n(\sin\phi) + P_n - P_{n-1}$ （3.22）

となる．一方，回転（モーメント）の釣り合いを考えると，トップリングを防ぐのにちょうど必要な力 $P_{n-1,t}$ の値は式（3.23）のように表せる．

$P_{n-1,t} = \{(M_n - x_n)\tan\phi + (W_n/2)(Y_n \sin\phi - x_n \cos\phi)\} / L$ （3.23）

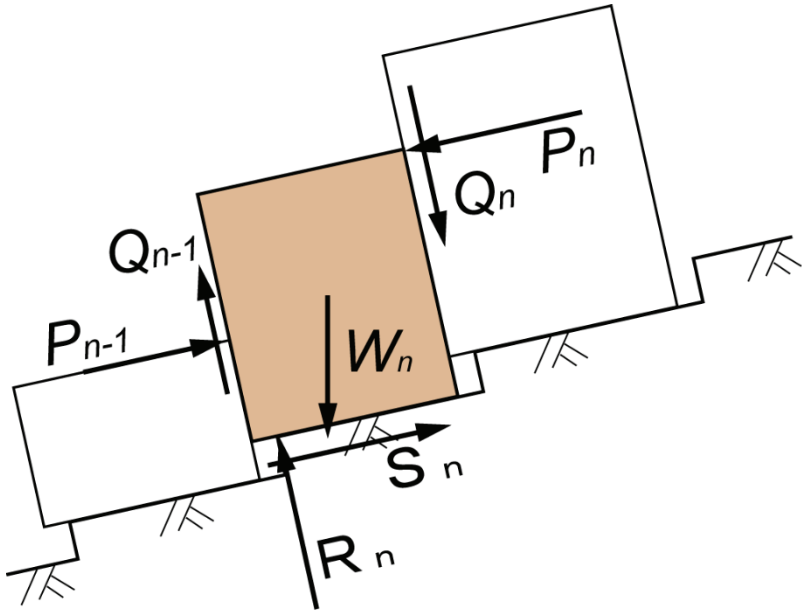
一方，考えているブロックがすべりのブロックの組（**図－3.34**[27]参照）であるとすると，

$S_n = R_n \tan\phi$ （3.24）

しかし，ブロックの側面ならびに底面にかかる全ての力の大きさと作用点は未知であるが，トップリングの場合のように，極限平衡条件が側面で成り立つと仮定して，式（3.21）と式（3.22）が適用できるものとする．これらを式（3.24）と結びつけると，すべりを防ぐに必要なの力 $P_{n-1,s}$ の値は，

$P_{n-1,s} = P_n - W_n(\tan\phi \cos\phi - \sin\phi) / (1 - \tan^2\phi)$ （3.25）

となる．



図－3.34　*n* 番目のブロックでのすべり [27]**（一部加筆）**

（３）計算手順

1)極限平衡のための ϕ の値を次の条件を満たすように仮定する．

$\phi > \phi$ （3.26）

2)つぎの条件を満たすブロックのうち，最上部のブロックを n_1 と決定する． n_1 は，トップリングの組に属するブロックの最も上部のブロックであるといえる．また，n_1 よ

り上部のブロックは安定部を形成することとなる．

$x_n／Y_n＜tan\,\phi$ （3.27）

3)この n_1 ブロックから開始して，トップリングを防ぐのに必要な側方力 $P_{n-1,t}$ と，すべりを防ぐに必要な側方力 $P_{n-1,s}$ を式（3.23）および式（3.25）から求める．もし，$P_{n-1,t} \geqq P_{n-1,s}$ であれば，そのブロックはトップリングを始めようとする状態であり，P_{n-1} は $P_{n-1,t}$ に等しくなる．反対に，$P_{n-1,t}＜P_{n-1,s}$ ならば，そのブロックはすべり出す状態にあり，P_{n-1} は $P_{n-1,s}$ に等しくなる．

4)この手順をその下の（n－1）番目のブロック，およびその下の全ブロックに対して調べていく．ついには，あるブロックにおいて $P_{n-1,t}＜P_{n-1,s}$ の状態になるとき，これが n_2 ブロックとなる．このブロックとこれより下の全ブロックの極限状態はすべりの状態となる．$P_{n-1,t}＜P_{n-1,s}$ の条件がどのブロックにも成り立たなければ，すべりの組のブロックは存在せず，トップリングがのり尻のブロック 1 まで波及することになる．

5)のり尻のブロック 1 について，$P_0＞0$ であれば斜面は仮定した ϕ の値で不安定であるといえる．したがって，ϕ を大きな値にとりなおし，再計算する必要がある．また P_0 ＜0 であれば，反対に ϕ の値を小さく取って再計算を行う．P_0 が十分に小さければ，この ϕ を極限平衡のための値 ϕ_L（以下，極限内部摩擦角）とすることができる．本研究では｜P_0｜＜0.5kN となるまで繰り返し計算をした．

6)このようにして得られた，極限内部摩擦角 ϕ_L と斜面の内部摩擦角 ϕ を比較することにより，その斜面の安定性を調べることができる．つまり，$\phi＜\phi_L$ のときその斜面は不安定であるといえる．

３．３．４　地震時のトップリング型斜面崩壊の危険度評価手法の提案 [28)]

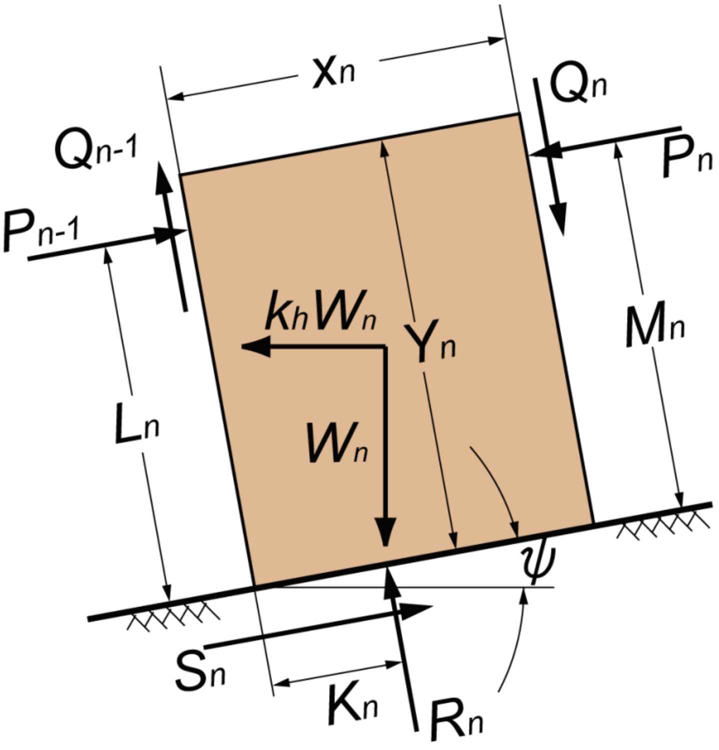
上述した Goodman and Bray[3)]が提案している階段状の基盤に生じるトップリングの極限平衡解析モデルを用いて，地震時のトップリング型斜面崩壊の危険度評価手法の提案を行う．具体的には，上記のモデルに震度法を適用することで，地震時の崩壊発生危険度評価を行う．なお，地震動として水平震度(k_h)を作用させることにより（**図－3.35** 参照），式（3.21）ならびに式（3.22）は以下のように書き換えられる．

$$R_n＝W_n(\cos\phi－k_h\sin\phi)＋(P_n－P_{n-1})\tan\phi \quad (3.28)$$

$$S_n＝W_n(\sin\phi＋k_h\cos\phi)＋P_n－P_{n-1} \quad (3.29)$$

よって，トップリングを防ぐのにちょうど必要な力 $P_{n-1,t}$ の値は式（3.30）のように表せる（**図－3.36** 参照）．

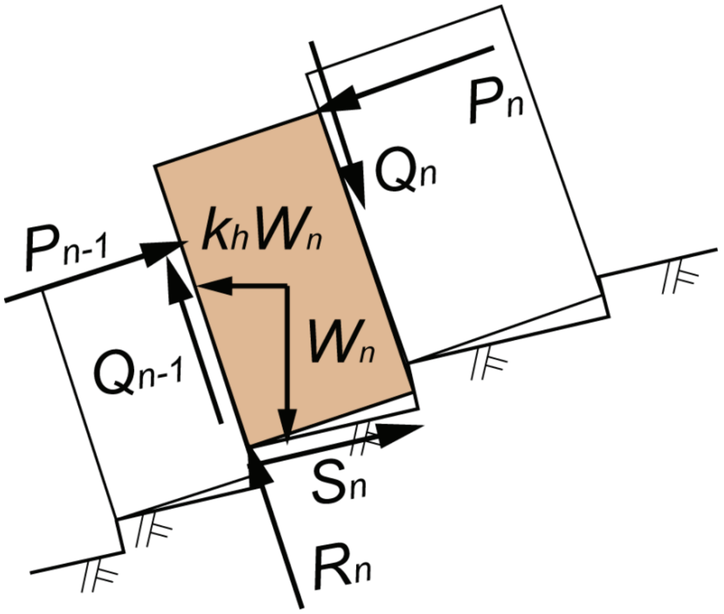
$$P_{n-1,t}=\{(M_n-x_n)\tan\phi+(W_n/2)(Y_n\sin\phi-x_n\cos\phi+k_h[Y_n\cos\phi+x_n\sin\phi])\}/L \quad (3.30)$$



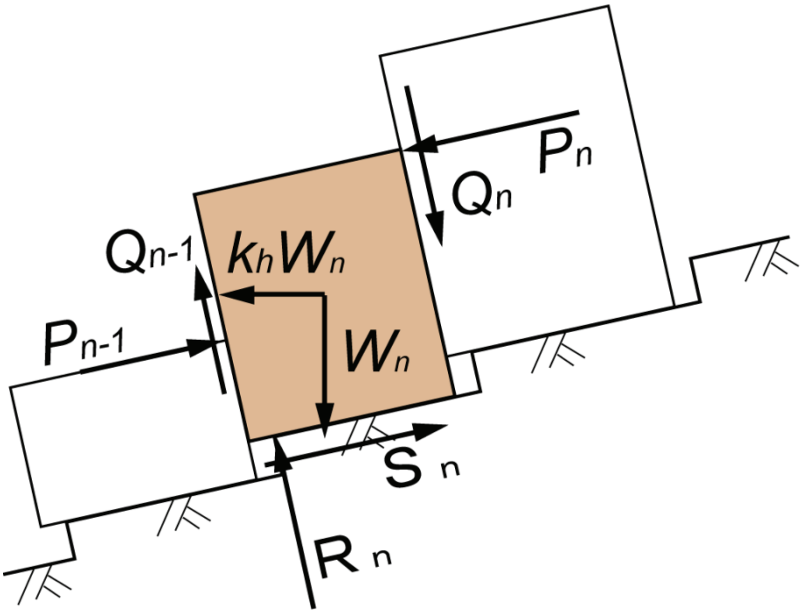
図－3.35　水平震度 k_h を考慮したときの n 番目のブロックに作用する力

一方，すべりを防ぐに必要な力 $P_{n-1,s}$ の値は，式（3.31）のように表せる（図－3.37 参照）．

$$P_{n-1,s}=P_n-W_n\{tan\,\phi\;cos\,\phi\;-sin\,\phi\;-k_h(cos\,\phi\;+\;sin\,\phi\;tan\,\phi\;)\}／(1-tan^2\,\phi\;) \qquad (3.31)$$



図－3.36　水平震度 k_h を考慮したときの n 番目のブロックでのトップリング



図－3.37　水平震度 k_h を考慮したときの n 番目のブロックでのすべり

また，計算手順も以下のように書き換えられる．

1)極限平衡のための φ の値を次の条件を満たすように仮定する．

$$\phi > \phi + tan^{-1}(k_h) \qquad (3.32)$$

2)つぎの条件を満たすブロックのうち，最上部のブロックを n_1 と決定する． n_1 は，トップリングの組に属するブロックの最も上部のブロックであるといえる．また，n_1 より上部のブロックは安定部を形成することとなる．

$$x_n／Y_n < tan\{\phi + tan^{-1}(k_h)\} \qquad (3.27)$$

3)この n_1 ブロックから開始して，トップリングを防ぐのに必要な側方力 $P_{n-1,t}$ と，すべりを防ぐに必要な側方力 $P_{n-1,s}$ を式（3.30）および式（3.31）から求める．もし，$P_{n-1,t} \geqq P_{n-1,s}$ であれば，そのブロックはトップリングを始めようとする状態であり，P_{n-1} は $P_{n-1,t}$ に等しくなる．反対に，$P_{n-1,t} < P_{n-1,s}$ ならば，そのブロックはすべり出す状態にあり，P_{n-1} は $P_{n-1,s}$ に等しくなる．

4)この手順をその下の（$n-1$）番目のブロック，およびその下の全ブロックに対して調べていく．ついには，あるブロックにおいて $P_{n-1,t} < P_{n-1,s}$ の状態になるとき，これが n_2 ブロックとなる．このブロックとこれより下の全ブロックの極限状態はすべりの状態となる．$P_{n-1,t} < P_{n-1,s}$ の条件がどのブロックにも成り立たなければ，すべりの組のブロックは存在せず，トップリングがのり尻のブロック 1 まで波及することになる．

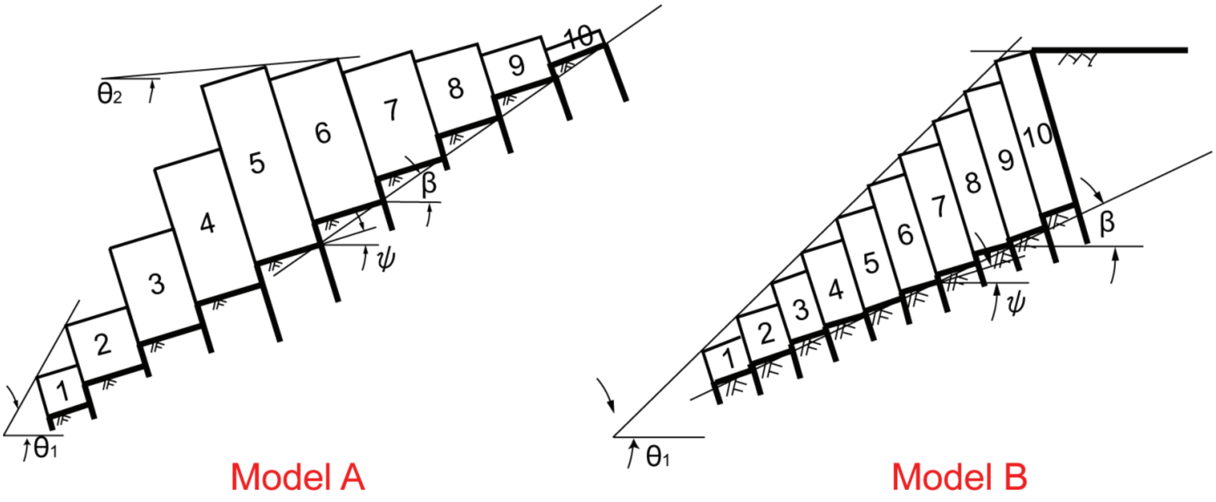
5)のり尻のブロック 1 について，$P_0 > 0$ であれば斜面は仮定した φ の値で不安定であるといえる．したがって，φ を大きな値にとりなおし，再計算する必要がある．また P_0

＜0 であれば，反対に ϕ の値を小さく取って再計算を行う．P_0 が十分に小さければ，この ϕ を極限平衡のための値 ϕ_L（以下，極限内部摩擦角）とすることができる．本研究では｜P_0｜＜0.5kN となるまで繰り返し計算をした．

6)このようにして得られた，ある水平震度 k_h のときの極限内部摩擦角 ϕ_L と斜面の内部摩擦角 ϕ を比較することにより，水平震度 k_h が作用した場合の斜面の安定性を調べることができる．

３．３．５　モデル斜面への適用結果 [28)]

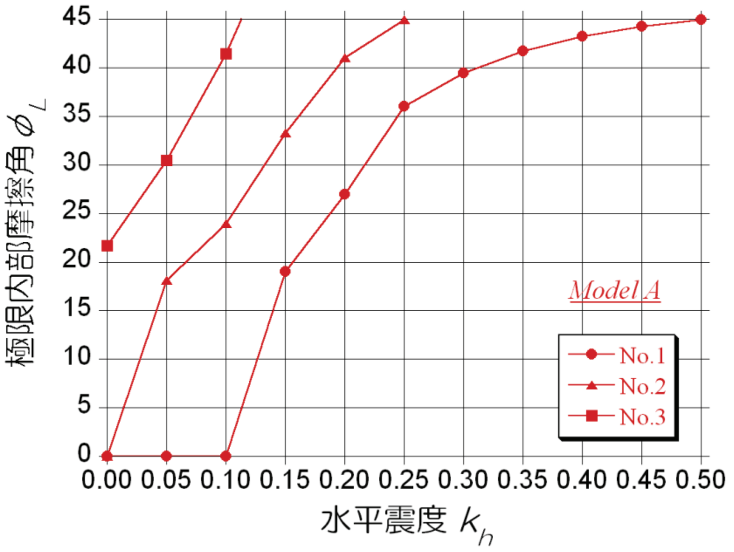
本項では，**図－3.38** に示すようなモデル斜面に対して，本研究で提案した手法を用いてトップリング型斜面崩壊の危険度評価を行う．なお，Model A は遷急点が斜面中央部にある場合を，Model B では遷急点が斜面上部にある場合を想定している．また，**表－3.1** に示す条件でモデル斜面を作成し，それぞれのモデル斜面に水平震度 k_h を作用させ，そのときの限界内部摩擦角 ϕ_L を求めた．得られた水平震度 k_h と極限内部摩擦角 ϕ_L との関係を**図－3.39** に示す．



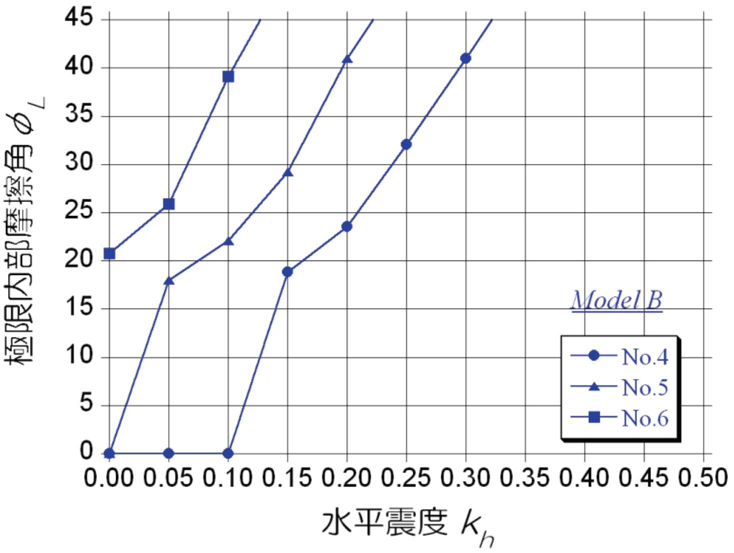
図－3.38　解析に用いたモデル斜面

表－3.1　モデル斜面の幾何学条件

斜面 No.	モデル斜面	ψ(°)	β(°)	θ1(°)	θ2(°)	頂部ブロック No.
No.1	Model A	10	25	50	5	5
No.2		15	25	50	5	5
No.3		20	25	50	5	5
No.4	Model B	10	25	35	0	10
No.5		15	25	35	0	10
No.6		20	25	35	0	10



a)　Model A



b)　Model B

図－3.39　それぞれの斜面における水平震度 k_h と極限内部摩擦角 ϕ_L との関係

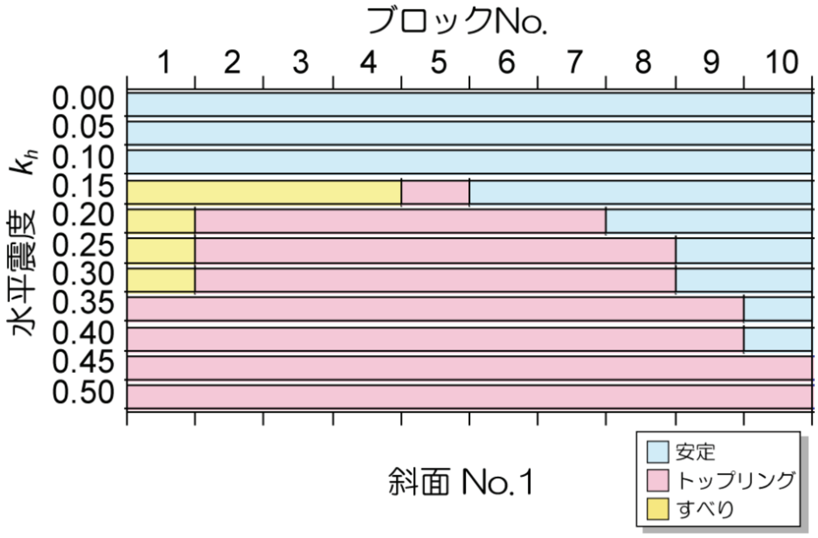
遷急点が斜面中央部にある場合を想定した Model A の斜面 No.1～3 についてみると，節理の傾斜角 ϕ の値の小さい斜面 No.1 は斜面 No.2 および斜面 No.3 に比して，水平震度 k_h に対する極限内部摩擦角 ϕ_L の値が小さいことがわかる．例えば，水平震度 k_h を 0.1 として作用させた場合，斜面 No.1 では極限内部摩擦角 ϕ_L の値がゼロ，斜面 No.2 では 23.9°，斜面 No.3 では 41.5° となっていることから，斜面 No.1 では内部摩擦角 ϕ がゼロであってもトップリングおよびすべりは生じないのに対して，No.2 では内部摩擦角 ϕ が 23.9°，斜面 No.3 では内部摩擦角 ϕ が 41.45° 未満であれば，トップリングもしくはすべりが生じることになる．つまり，節理の傾斜角 ϕ の値が大きいほど，地震動が作用した場合に壊れやすい傾向があるといえる．一方，遷急点が斜面上部にある場合を想定した Model B の斜面 No.4～6 においても，Model A と同様に節理の傾斜角 ϕ の値が大きいほど，地震動が作用

した場合に壊れやすい傾向がみられる．しかし，Model A と Model B とでは，水平震度 k_h が 0.0～0.2 までのそれぞれの斜面における極限内部摩擦角 ϕ_L は，ほぼ同じ様な値を示しているが，水平震度 k_h が 0.2 以上になると，斜面 No.1 では水平震度 k_h が 0.5 の時でも極限内部摩擦角 ϕ_L の値は 45.0° であるのに対し，斜面 No.4 では水平震度 k_h が 0.32 で極限内部摩擦角 ϕ_L の値が 45.0° を超えており，斜面 No.1 に比してトップリングもしくはすべりが生じやすいといえる．また，トップリングを起こす組の最上部のブロック n_1 とすべりを生じる組の最上部のブロック n_2 の判定結果から，限界平衡時の各ブロックの挙動がどのような状態であるかを調べた．その結果を**図－3.40**，**3.41** に示す．

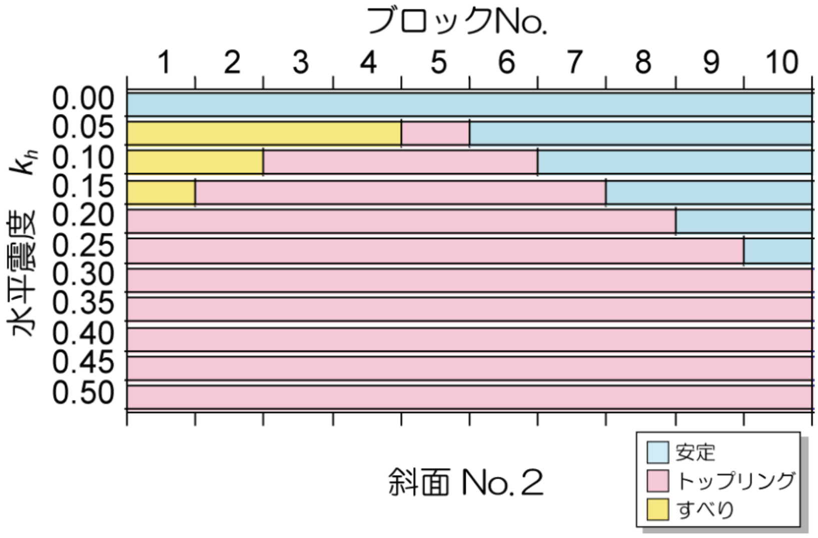
図－3.40 より，斜面中央部に遷急点がある Model A の斜面 No.1～3 では，遷急点を中心にして，遷急点より上部では安定ブロックが，遷急点付近ではトップリングのブロックが，下部ではすべりブロックが存在している．また，それらは水平震度 k_h の値が大きくなるにつれて，斜面上部の安定ブロックがトップリングブロックに変化していき，斜面下部ではすべりブロックがトップリングブロックに変化している．このことから，大きな水平震度が作用すると斜面全体がトップリング型崩壊になるといえる．

一方，**図－3.41** より，斜面上部に遷急点がある Model B の斜面 No.4～6 は斜面 No.1～3 とは異なり，トップリングブロックは斜面の最上部から始まっており，トップリングが起こると安定ブロックが存在しなくなることがわかる．また，水平震度 k_h の値が大きくなるにつれて，斜面下部のすべりブロックがトップリングブロックに変化している．以上のことから，トップリングは遷急点付近を中心にして始まり，水平震度 k_h の値が小さい場合は，安定ブロックやすべりブロックが存在するが，水平震度 k_h の値が大きくなると，すべてのブロックでトップリング型崩壊が発生するといえる．このことは，大規模な地震が発生した場合には，節理が発達した急傾斜地では，トップリング型の破壊形態で斜面全体が崩壊する危険性があることを意味している．

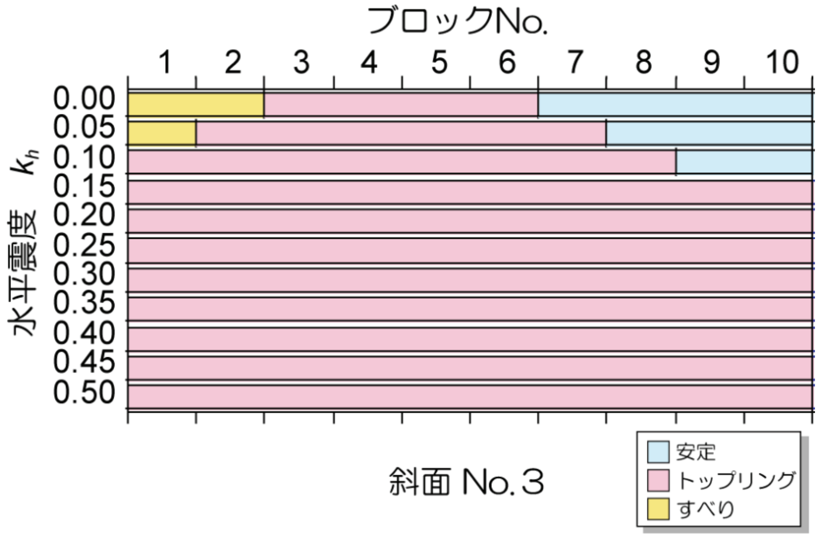
また，実際の斜面に本手法を用いる場合，安定解析を行おうとする斜面の内部摩擦角 ϕ，節理の傾斜角 ϕ，基盤の傾斜角 β 等がわかれば，**図－3.39** に示したような水平震度 k_h と極限内部摩擦角 ϕ_L との関係から，その内部摩擦角 ϕ における極限平衡状態となるような水平震度 k_h を求めることができる．さらに，n_1 および n_2 の関係から，その時の各ブロックの挙動をも表すことができるといえる．



a)　斜面 No.1

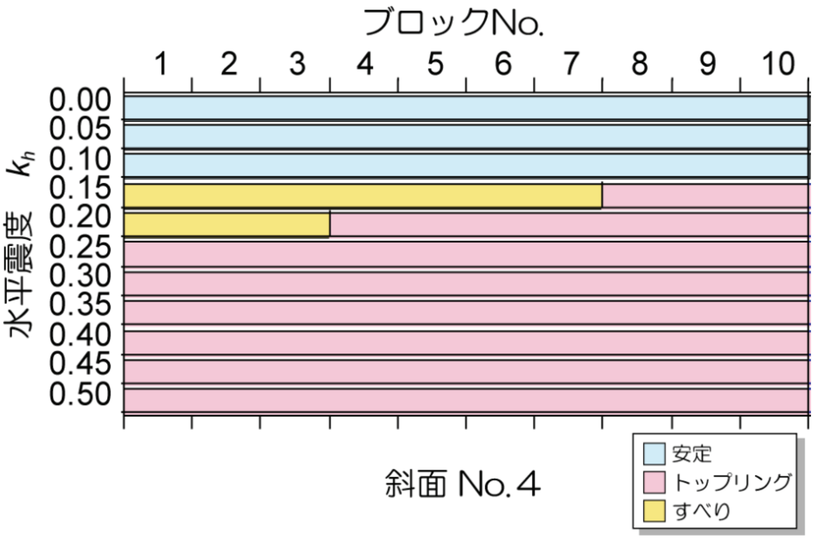


b)　斜面 No.2

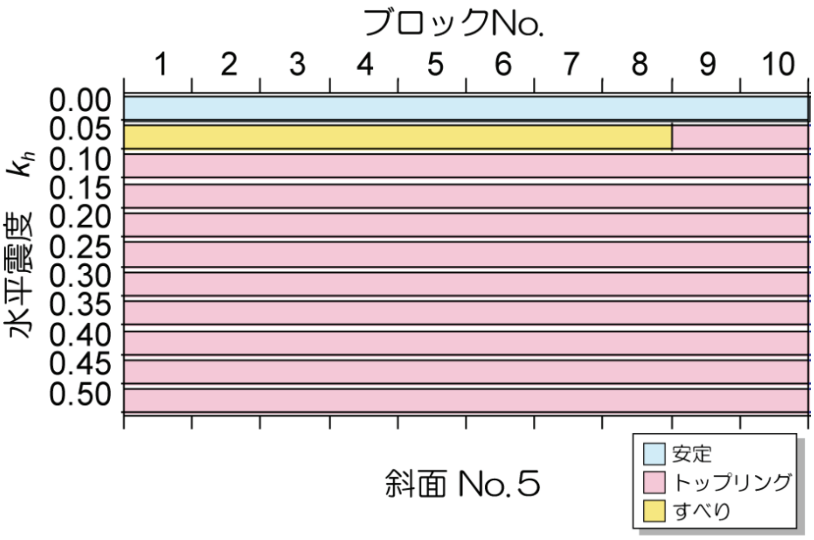


c)　斜面 No.3

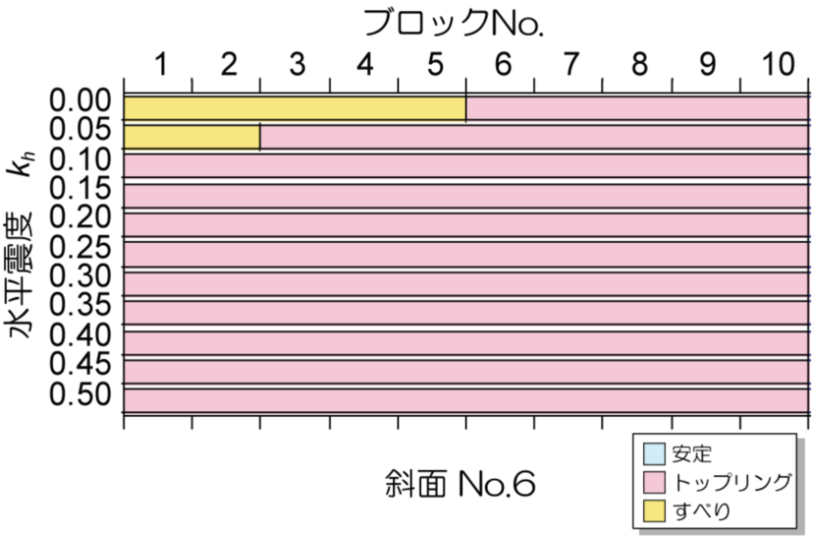
図－3.40　極限平衡状態にあるときの各ブロックの挙動（Model A）



a)　斜面 No.4



b)　斜面 No.5



c)　斜面 No.6

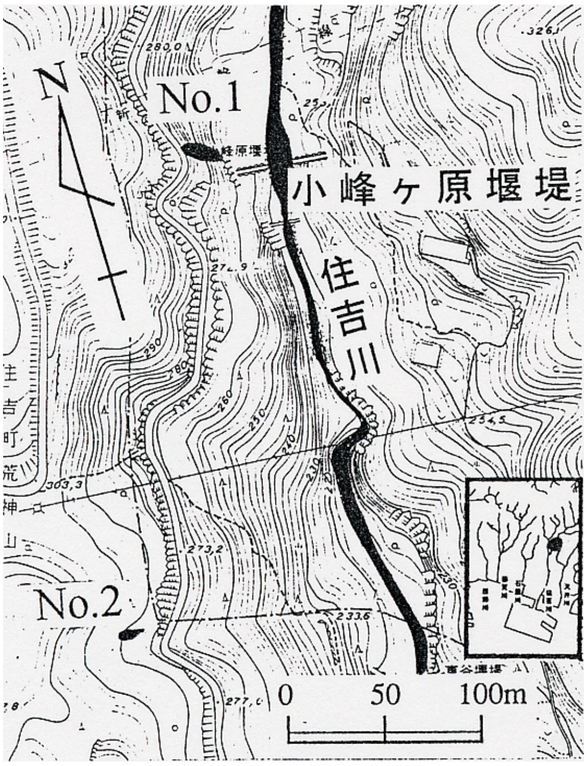
図－3.41　極限平衡状態にあるときの各ブロックの挙動（Model B）

３．３．６　崩壊斜面への適用結果 [28)]

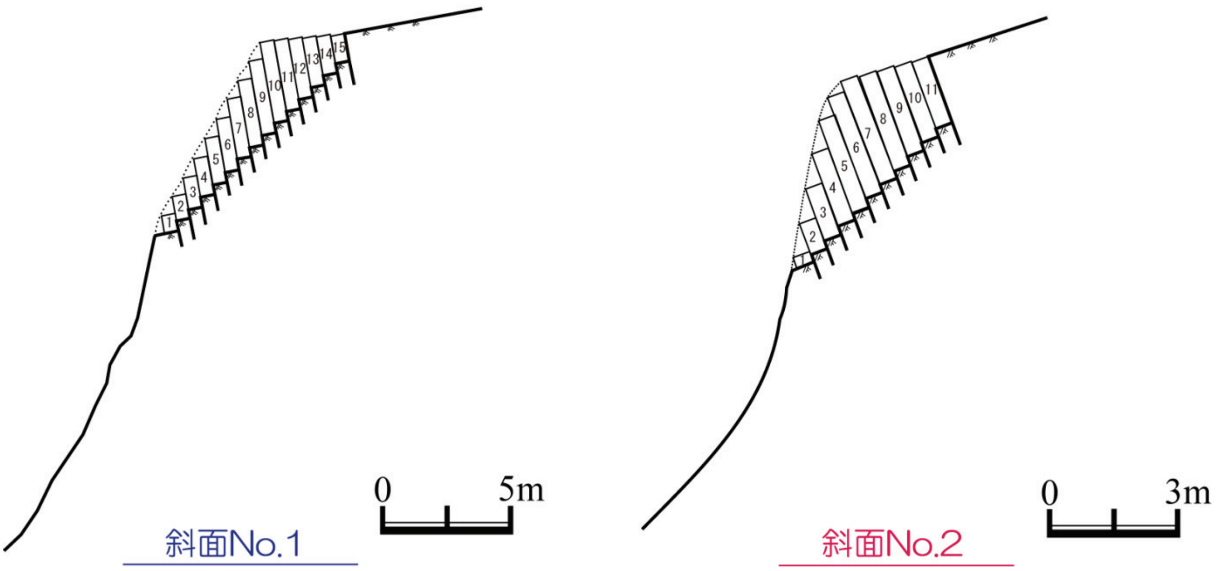
兵庫県南部地震により発生したトップリング型斜面崩壊地を対象に本手法を適用する．対象とした崩壊斜面は図－3.42 に示す住吉川上流の小峰ヶ原堰堤付近で発生した斜面崩壊地 No.1 とその下流に位置する No.2 である．崩壊源は凹凸の激しい階段状の破壊面を示しており，節理が発達している岩盤斜面である．また，斜面 No.1 の下端部には崩壊した角礫状の岩が堆積しており，大きいものでは直径が約 1.5m もあった．崩壊斜面 No.1 および No.2 の縦断面は，現地測量または縮尺 1/2,500 の地形図より求めた．それぞれの縦断面を図－3.43 に，解析に用いた条件を表－3.2 に示す．

表－3.2　解析に用いた条件

斜面 No.	ψ(°)	β(°)	θ_1(°)	θ_2(°)	頂部ブロック No.
No.1	11	43	60	8	5
No.2	22	45	80	15	5

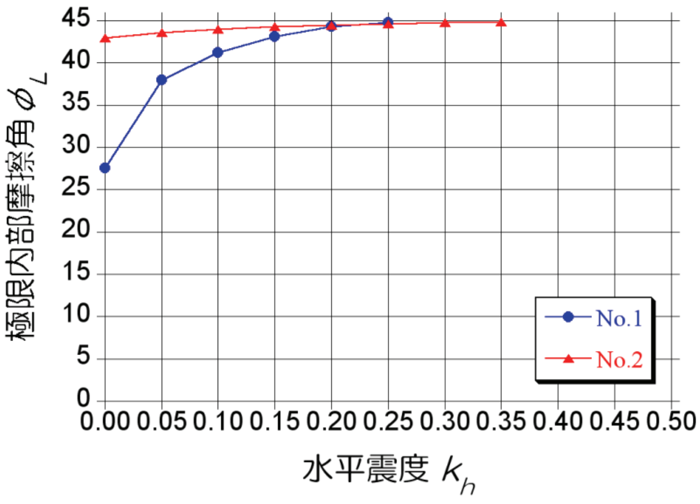


図－3.42　崩壊斜面の位置図



図－3.43　崩壊斜面の縦断面図

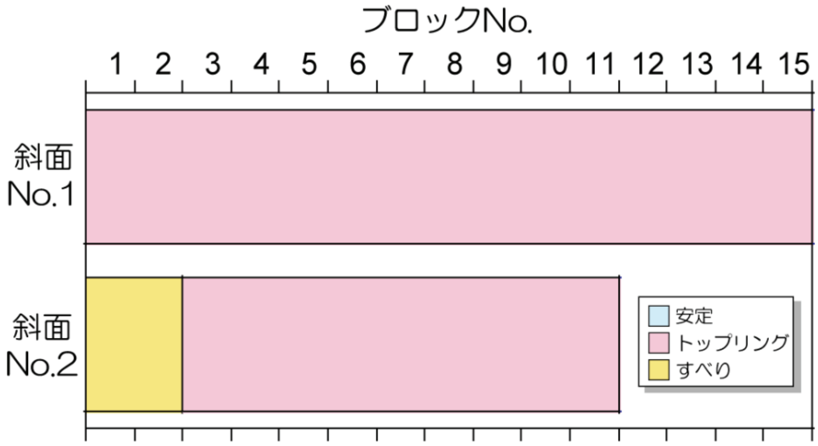
これらの崩壊斜面に対して前項と同様に，地震動を作用させ，そのときの限界内部摩擦角 ϕ_L を求めた．得られた水平震度 k_h と極限内部摩擦角 ϕ_L との関係を**図－3.44** に示す．



図－3.44　崩壊斜面における水平震度 k_h と極限内部摩擦角 ϕ_L との関係

図－3.44 より，斜面 No.1 の常時（水平震度 k_h がゼロの時）の極限内部摩擦角 ϕ_L の値は 27.5° であるのに対して，斜面 No.2 は 43.0° と斜面 No.1 に比してかなり大きな値であるといえる．しかし，水平震度 k_h が大きくなるにつれて，これらの値はほぼ同じ値の 44.7° を示していることがわかる．これは，この 2 つの斜面の持つ内部摩擦角 ϕ の値が同じであ

るとしたならば（ただし，斜面 No.2 が常時において安定であるためには内部摩擦角 ϕ の値は常時の極限内部摩擦角 ϕ_L が 42.97° 以上であることが必要），斜面 No.1 の方が No.2 に比して常時や水平震度 k_h の値が小さいときには安定であるといえる．また，これら 2 つの斜面は今回の地震により共に崩壊しており，**図－3.42** より 2 崩壊地間の距離は約 230m であることから，地質的にもほぼ同一の六甲花崗岩で，作用した地震動の大きさもほぼ同一と考えると，**図－3.44** の 2 曲線の交点で示される極限内部摩擦角 ϕ_L と水平震度 k_h の値がこれら 2 崩壊地のもつ内部摩擦角 ϕ と作用した地震動の下限値であると考えられる．つまり，これら 2 崩壊地には少なくとも水平震度 k_h0.29 以上の地震動が作用したと考えられる．また，このとき斜面 No.1 の全てのブロックがトップリングブロックに属し，斜面 No.2 では最上部から 3 番目のブロックまでがトップリングに，1 番目と 2 番目のブロックはすべりブロックであり（**図－3.45** 参照），本手法により地震時に発生したトップリング型斜面崩壊を再現することができた．



図－3.45　極限平衡状態にあるときの各ブロックの挙動

３．３．７　まとめ

地震時に発生する斜面崩壊の形態の 1 つとして岩盤斜面のトップリング破壊がある．このような崩壊に対しては，従来から用いられているすべり面安定解析手法では，このメカニズムを明らかにすることはできない．本研究では，Goodman and Bray[3)]が提案している階段状の基盤に生じるトップリングの極限平衡解析モデルを用いて，地震時のトップリング型斜面崩壊危険度評価手法の提案を行った．さらに，本手法をモデル斜面ならびに兵庫県南部地震時に崩壊が発生した斜面に適用して，手法の妥当性を検証した．得られた結果を以下に列挙する．

１）Goodman and Bray[3)]が提案している階段基盤上に生じるトップリングの極限平衡解析モデルに震度法を適用することで，地震時の崩壊発生危険度評価手法の提案を行った．本手法では，極限内部摩擦角 ϕ_L と水平震度 k_h との関係から，その内部摩擦角 ϕ にお

ける極限平衡状態となるような水平震度 k_h を求めることができ，さらに，n_1 および n_2 の関係から，その時の各ブロックの挙動をも表すことができる手法である．

2）モデル斜面に適用させた結果，極限内部摩擦角 ϕ_L と水平震度 k_h の関係から，対象とする斜面の内部摩擦 ϕ がわかれば，その斜面がトップリングまたはすべりを起こすのに必要な地震動の値を求めることができ，そのときの崩壊のメカニズムを明らかにすることができることが明らかになった．

3）兵庫県南部地震により発生したトップリング型崩壊斜面に対して本手法を適用させた結果，これら 2 崩壊地には少なくとも水平震度 k_h0.29 以上の地震動が作用していたことを明らかにした．また，このとき斜面 No.1 の全てのブロックがトップリングブロックに属し，斜面 No.2 では最上部から 3 番目のブロックまでがトップリングに，1 番目と 2 番目のブロックはすべりブロックであり，本手法により地震時に発生したトップリング型斜面崩壊を再現することができた．

３．４　まとめ

大規模な地震時には斜面土砂移動現象が数多く発生しており，これらの斜面土砂移動現象の中でも発生頻度の高いものは，表層崩壊，落石，岩盤崩壊といった急傾斜地での斜面崩壊である．兵庫県南部地震時には六甲山系において数多くの山腹斜面崩壊が発生した．幸いにも六甲山地内で発生した斜面崩壊による人的被害はなかったものの，今後の地震時の斜面防災・減災の観点からは，斜面崩壊発生位置の予知・予測手法を確立し，危険と判断された斜面に対し，ハードならびにソフト対策の両面からの防災・減災対策を講じることが重要である．そのためには，斜面崩壊発生箇所の実態ならびに崩壊発生メカニズムを明らかにし，それらに基づく危険度評価手法の構築が必要である．そこで，３．２節では兵庫県南部地震時に六甲山系で発生した山腹斜面崩壊を対象として地形立地解析を行い，過去の地震により発生した斜面崩壊地の特徴や豪雨時に発生する斜面崩壊地の特徴と比較することにより，斜面崩壊地の場の条件としての地形的特徴を明らかにした．また，地震後に行われた現地調査では，破壊面が円弧や直線等で表されるようなきれいなすべり面ではなく，凹凸の激しい階段状の破壊面を示し，さらに崩壊した材料が土砂ではなく，角礫状のものが多い崩壊地が見られた．このような斜面の崩壊形態としては，表層崩壊型ならびに落石型の崩壊ではなく，節理系の不連続面に沿ったトップリング型の崩壊が発生していたと推察される．トップリング型崩壊は風化が進行し，節理が発達した硬岩から成る急勾配の傾斜地の崩壊では支配的な様式と考えられ，特に地震時には水平方向の慣性力が作用するため，斜面崩壊として発生しやすい様式である．このような崩壊形態の斜面の危険度を評価するためには，すべり面安定解析手法ではなく，トップリングのメカニズムを考慮に入れた解析手法を用いる必要がある．そこで３．３節では，斜面崩壊メカニズムをトップリング型とした場合の斜面崩壊危険度評価手法として，Goodman and Bray[3)]が提案している階段状の基盤に生じるトップリングの極限平衡解析モデルを用いて，地震時のトップリング型斜面崩壊危険度評価手法の提案を行った．得られた結論を以下に列挙する．

１）兵庫県南部地震で発生した山腹斜面崩壊は，神戸市灘区から東灘区，芦屋市，西宮市，宝塚市にかけての東六甲山系に多く，それ以外はわずかに六甲山系の西端の須磨区に見える程度で，中央区以西の西六甲山系にはほとんど崩壊が発生していなかった．また，東六甲山系では，これらの崩壊は五助橋断層，芦屋断層および有馬－高槻構造線などの断層系に平行な分布状態で出現していた．

２）兵庫県南部地震による崩壊数としては，小規模なものを含めて 747 カ所であった．これは，六甲山系における過去の豪雨（昭和 42 年（1967 年）7 月豪雨）災害時の崩壊数に比して 5 分 1 程度であった．

３）地形図を用いた地形立地解析を行った結果，兵庫県南部地震による斜面崩壊地の地形的特徴としては以下のことが挙げられる．i) 地形分類として，凸型斜面，直線型斜面，露頭崖の場所で崩壊が発生していた．ii) 比高率の値が 50%以上，つまり斜面内の上方の場所で崩壊が多発していた．iii) 斜面傾斜が 35-55° の急傾斜の場所で崩壊が多発

していた．iv）崩壊方向は，NW→SE 方向が多かった．

4）数値標高モデルを用いて母集団である六甲山系との比較から，崩壊の起こりやすい地形条件を求めた結果，斜面崩壊地の地形的特徴としては以下のことが挙げられる．i）六甲山系における中腹から斜面上方に位置する場所が崩壊しやすい場所であった．ii）急傾斜の場所ほど崩壊が発生しやすかった．iii）地表面の凹凸が激しい場所ほど崩壊が発生しやすかった．iv）斜面崩壊と崩壊方位角との関係については顕著な方向性は見られなかった．これらの特徴は，過去の地震時に発生した崩壊地の特徴と同様の傾向を示していた．

6）以上のことから，兵庫県南部地震により六甲山系で発生した斜面崩壊地の地形的特徴は，過去の地震時に発生した崩壊地の特徴と同様の傾向を示していたといえる．よって，他地域においても，本研究で用いたような地形的特徴を表現する指標を用いて対象地域の地形条件を調べることは，地震時に崩壊発生の可能性の高い斜面の抽出する際に有用であると思われる．

7）Goodman and Bray[3)]が提案している階段状の基盤に生じるトップリングの極限平衡解析モデルに震度法を適用することで，地震時の崩壊発生危険度評価手法の提案を行った．本手法では，極限内部摩擦角 ϕ_L と水平震度 k_h との関係から，その斜面が有する内部摩擦角 ϕ における極限平衡状態となるような水平震度 k_h を求めることができ，さらに，n_1 および n_2 の関係から，その時の各ブロックの挙動をも表すことができる手法である．

8）モデル斜面に適用させた結果，極限内部摩擦角 ϕ_L と水平震度 k_h の関係から，対象とする斜面の内部摩擦 ϕ がわかれば，その斜面がトップリングまたはすべりを起こすのに必要な地震動の値を求めることができ，そのときの崩壊のメカニズムを明らかにすることができることが明らかになった．

9）兵庫県南部地震により発生したトップリング型崩壊斜面に対して本手法を適用させた結果，これら 2 崩壊地には少なくとも水平震度 k_h0.29 以上の地震動が作用していたことを明らかにした．また，このとき斜面 No.1 の全てのブロックがトップリングブロックに属し，斜面 No.2 では最上部から 3 番目のブロックまでがトップリングに，1 番目と 2 番目のブロックはすべりブロックであり，本手法により地震時に発生したトップリング型斜面崩壊を再現することができた．以上のことから，本提案手法は簡便に地震時のトップリング型崩壊の発生危険度を評価できることから，節理が発達した硬岩から成る急勾配の岩盤斜面における地震時の斜面崩壊危険度評価手法として有用である．

参考文献

1)中村浩之：第 2 章 地震による崩壊発生，地震砂防，古今書院，pp.14-27，2000.

2)石田毅，日比野敏，北原義浩，浅井義之：斜面の転倒・滑落破壊に対する個別体要素法の適用性について，土木学会論文集，No.358，pp.147-155，1985.

3)Goodman, E. and Bray, J. W.: Toppling of rock slopes, *Proceedings of Speciality Conference on Rock Engineering for Foundation and Slopes,* ASCE, Vol.2, pp.201-234, 1976.

4)沖村孝，鳥居宣之，伊井政司：兵庫県南部地震による山腹斜面崩壊の実態，土地造成工学研究施設報告，Vol.13，pp.147-167，1995.

5)平野昌繁，石井孝行：兵庫県南部地震による断層の活動と斜面崩壊，平成 7 年度講話会資料「阪神・淡路大震災のそこが知りたい－斜面崩壊の分布とその特徴－」，地盤工学会関西支部，pp.17-22，1995.

6)建設省六甲砂防工事事務所：兵庫県南部地震に伴う土石流危険渓流緊急調査，1995.

7)沖村孝：6 六甲山地における山腹斜面の崩壊，兵庫県南部地震と地形災害，古今書院，pp.110-126，1996.

8)建設省国土地理院：数値地図表示・閲覧ソフトウェア・マニュアル－数値地図 50m・250m メッシュ（標高）－，日本地図センター，31p.，1994.

9)田中茂：集中豪雨による斜面崩壊の本質的検討，施工技術，Vol.5，No.11，pp.14-21，1972.

10)藤田和夫，笠間太郎：神戸地域の地質，地質調査所，115p.，1983.

11)沖村孝，鳥居宣之，永井久徳：地震後の降雨により発生した斜面崩壊メカニズムの一考察，建設工学研究所論文報告集，No.40-B，pp.97-114，1998.

12)池谷浩：1978 年伊豆大島近海地震による崩壊の実態，土木技術資料，Vol.20，No.8，pp.27-32，1978.

13)奥園誠之，羽根田汎美，岩竹喜久磨：地震による斜面崩壊の実態，土と基礎，Vol.28，No.8，pp.45-51，1980.

14)芥川真知，吉中龍之進，安江朝光：地震災害と地形・地質，土と基礎，pp.95-102，Vol.28，No.6，1980.

15)鈴木隆介：地質工学基礎図表集（改訂版），創造社，p.83，1996.

16)建設省土木研究所：平成 6 年度地震時の土砂災害防止技術に関する調査業務報告書(その 3)－地震による土砂生産，災害及び対策の検討－，第 2 編大規模土砂移動編，108p.，1995.

17)井上公夫：第 5 章 地震による土砂移動現象の予測，地震砂防，古今書院，pp.102-120，2000.

18)沖村孝：趣旨説明，兵庫県南部地震による断層の活動と斜面崩壊，平成 7 年度講話会資料「阪神・淡路大震災のそこが知りたい－斜面崩壊の分布とその特徴－」，地盤工学会関西支部，pp.1-4，1995.

19)塚本良則，小橋澄治：新砂防工学，朝倉書店，pp.43-73，1991.

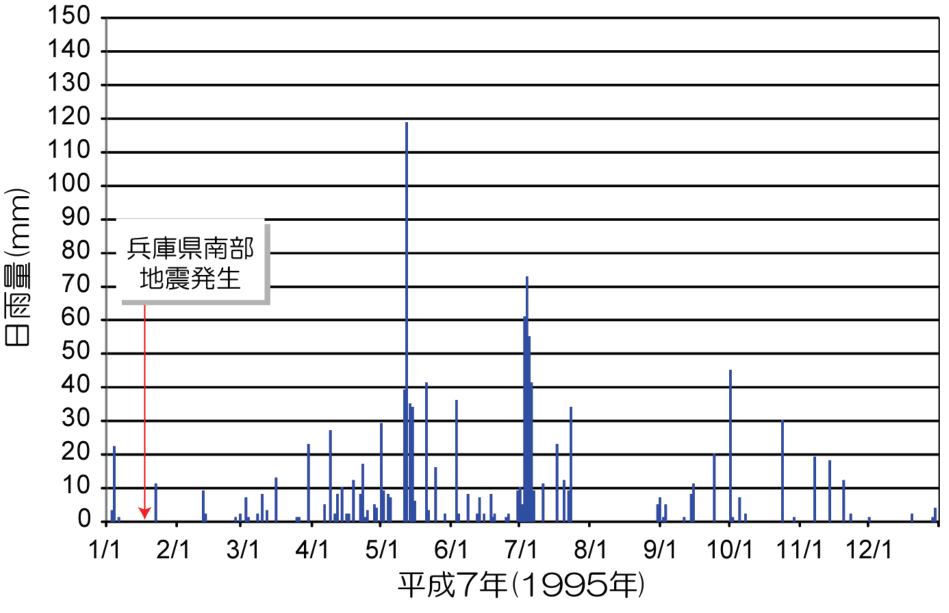
20)安江朝光，岩崎敏男，川島一彦，中野公章：斜面の地震応答特性の解析，土木技術資料，Vol.23，No.4，pp.21-26，1981.

21)竹下敬司：北九州市門司・小倉地区における山地崩壊の予知とその立地解析，福岡県林務部・福岡県林業試験場，85p.，1971.
22)江頭進治，中庸充，内田修：斜面崩壊評価に伴う災害危険度の評価法に関する研究，新砂防，Vol.49，No.3，pp.11-19，1996.
23)安江朝光，反町雄二：地震と斜面崩壊について，治水と砂防，Vol.11，No.2，pp.23-29，1978.
24)西田顕郎，小橋澄治，水山高久：数値地形モデルに基づく地震時山腹崩壊斜面の地形解析，新砂防，Vol.49，No.6，pp.9-16，1997.
25)平野昌繁：六甲山地の数値地図と斜面発達モデルにもとづく地形変化速度の一評価手法，地形，Vol.4，No.2，pp.241-249，1983.
26)Ashby, J.: Sliding and toppling models of failure in models and jointed rock slopes, *M. Sc Thesis of London Univ.*, Imperial College, 1971.
27)小野寺透，吉中龍之進：フック，ブレイ 岩盤斜面工学，朝倉書店，293p.，1979.
28)Okimura, T. and Yoshida, N. and Torii, N.: Analysis of Toppling Failure of Mountain Slope Caused by The Hyogoken-Nanbu Earthquake, *Proceedings of The International Symposium on Slope Stability Engineering - IS-SHIKOKU'99* -, Balkema, Vol.1, pp.571-576, 1999.

第４章　地震後の降雨による斜面崩壊発生に及ぼす地震動の影響

４．１　はじめに

前章で述べたように，兵庫県南部地震時には六甲山系および淡路島において，多くの山腹斜面崩壊が発生し，その数は六甲山系で 747 ヵ所であった．さらに，六甲山系では地震後の降雨に伴って崩壊の拡大や新規崩壊が数多く発生している．建設省六甲砂防工事事務所（現，国土交通省六甲砂防事務所）では，兵庫県南部地震時の崩壊地調査と同様に，空中写真と現地調査より縮尺 1/10, 000 の地形図をベースマップとした崩壊分布図[1)]の作成を行っている．これによると六甲山系では，兵庫県南部地震後から平成 7 年（1995）年 10 月末まで約 10 ヶ月の間に, 地震による崩壊数を上回る 935 ヵ所の山腹斜面崩壊が発生している．この地震後の斜面崩壊発生の誘因となった降雨としては，**図－4.1** に示すように 5 月 11～15 日の降雨（総雨量 233mm，最大日雨量 119mm/day，最大時間雨量 20mm/hr）や 6 月 30～7 月 7 日の降雨（総雨量 263mm，最大日雨量 73mm/day，最大時間雨量 18mm/hr）が考えられるが，平成 7 年（1995）年の降雨量は，**表－4.1** に示した兵庫県南部地震前の 10 年間の降雨量と比較しても，時間雨量，日雨量，年間雨量のいずれにおいても，ほぼ平年並の降雨量であったことがわかる．冨田ら [2)]は，兵庫県南部地震後の崩壊地の拡大が顕著であった鶴甲地区の崩壊地を対象に，地震前後の降雨量を比較検討した結果，地震前の降雨量に比して少ない降雨量で崩壊が発生していることを明らかにしている．一方，前述したように，六甲山系では昭和 13 年（1938 年）の阪神大水害をはじめとして，昭和 36 年（1961 年），昭和 42 年（1967 年）の豪雨による斜面崩壊が発生している [3)]．大災害と言われた昭和 42 年（1967 年）7 月の豪雨では，3 日間で総雨量 371.2mm，最大日雨量 319.4mm，の降雨があり，3,775 ヶ所で斜面崩壊が発生したと報告されている．この降雨量と比較し



図－4.1　平成 7 年（1995 年）の日雨量（神戸海洋気象台）

表－4.1　兵庫県南部地震前の 10 年間に神戸海洋気象台で観測された降雨量

降雨指標 年度	最大時間雨量 (mm/hour)	最大日雨量 (mm/day)	年間雨量 (mm/year)
昭和 61 年（1986 年）	44	128	1,144
昭和 62 年（1987 年）	27	70	1,048
昭和 63 年（1988 年）	25	150	1,321
平成元年（1989 年）	33	122	1,609
平成２年（1990 年）	28	72	1,513
平成３年（1991 年）	14	57	1,209
平成４年（1992 年）	39	80	1,226
平成５年（1993 年）	33	86	1,724
平成６年（1994 年）	20	40	597
平成７年（1995 年）	20	119	1,190
10 年間の平均	28	92	1,258

ても，兵庫県南部地震後の降雨量はかなり少ないといえ，900 カ所を超えるような崩壊を引き起こす降雨量ではなかったといえる．このことは，言い換えれば，兵庫県南部地震直後には地震動の影響を受けたにもかかわらず，崩壊には至らなかった斜面が数多く六甲山系には存在しており，それらの斜面において地震前では崩壊発生には至らないような少ない降雨量であったにもかかわらず，崩壊が発生したことが考えられる．以上のことから，地震を起因とする斜面崩壊としては，地震直後に発生する斜面崩壊のみならず，その後に発生する斜面崩壊に対しても考える必要がある．このような地震後の降雨による斜面崩壊の発生は，序章でも述べたように，平成 11 年（1999）年 9 月の台湾集集地震[4), 5), 6)]，平成 12 年（2000 年）7 月の新島・神津島近海地震[7)]，平成 13 年（2001 年）3 月の芸予地震[8), 9)]などでも報告されており，地震や降水量の多い我が国の特徴を考えれば，大規模な地震発生時には，地震後の降雨を起因とした斜面崩壊が発生し，それにより災害が発生する可能性が懸念される．よって，このような地震後の降雨による斜面災害を防ぐためには，地震後の降雨による斜面崩壊発生のメカニズムを解明することが重要である．

地震後の降雨による斜面崩壊は，崩壊発生の最終的な誘因は降雨であるが，地震動が大きく影響したため，これらの斜面で崩壊が発生したと考えられる．そこで，本章では地震後の降雨による斜面崩壊発生のメカニズムを解明する上で重要となる地震動が地震後の降雨による斜面崩壊発生に及ぼした影響について，解析ならびに実験を行うことにより考察を行う．具体的には，４．２節では，まず，地震後の降雨による斜面崩壊地の実態を明らかにするため，兵庫県南部地震後の降雨による斜面崩壊がどのような地形条件の場所で発生していたのかを，３．２節と同様の手法を用いて明らかにする．つぎに，４．３節では，六甲山系の南東部に位置する五助橋地区において，兵庫県南部地震およびその後の降雨に

より崩壊した斜面ならびに非崩壊斜面を対象として，地震応答解析を行い，これらの斜面内における地震応答特性を比較検討することにより，地震動がこれらの斜面に及ぼす影響の違いを検討するとともに，斜面形状や表土層分布が地震応答特性に及ぼす影響についても検討する．さらに，４．４節では地震後の降雨により発生した斜面崩壊地に地震動が及ぼす影響として，土の強度特性に及ぼす影響に着目し，一面せん断試験機ならびに繰返し三軸圧縮試験機を用いた実験的検討を行い，地震後の降雨による斜面崩壊発生メカニズムの考察を行う．

４．２　地震後の降雨による斜面崩壊地の地形的特徴

４．２．１　はじめに

本節では，兵庫県南部地震後の降雨に伴い六甲山系で発生した山腹斜面崩壊対象に地形立地解析を行い，斜面崩壊地がどのような地形条件の場所で発生していたかを明らかにする．具体的には，まず六甲山系全体からみた崩壊発生位置の特徴を明らかにする．つぎに，３．２節と同様に地形図を用いて崩壊発生場所の崩壊発生状況，地形分類，傾斜度を求め，３．２節に示した兵庫県南部地震時に発生した斜面崩壊地の解析結果および，兵庫県南部地震を含む過去の地震および降雨時に発生する斜面崩壊の特徴と比較することにより，地震後の降雨による斜面崩壊の地形的特徴を明らかにする．さらに，３．２節と同様に数値標高モデルを用いて母集団である六甲山系全体からの比較を行い，地震後の降雨によって崩れやすい斜面の地形的特徴を明らかにする．

４．２．２　斜面崩壊発生位置の特徴 [10), 11)]

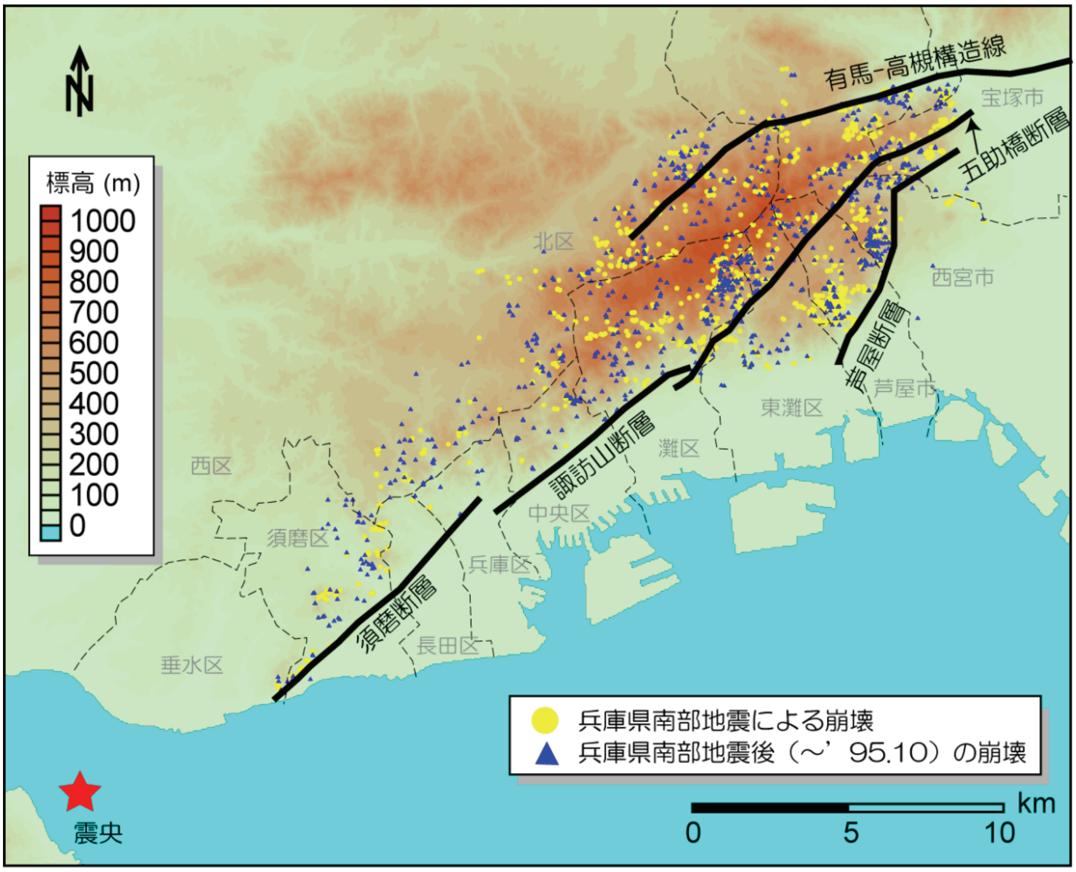
上述したように，建設省六甲砂防工事事務所（現，国土交通省六甲砂防事務所）では，兵庫県南部地震時の崩壊地調査と同様に，空中写真と現地調査より縮尺 1/10,000 の地形図をベースマップとした崩壊分布図 [1)]の作成を行っている．これによると六甲山系では，兵庫県南部地震後から平成 7 年（1995）年 10 月末まで約 10 ヶ月の間に，地震による崩壊数を上回る 938 ヵ所の山腹斜面崩壊が発生している．**図－3.1** に示した兵庫県南部地震による崩壊分布図に，この崩壊分布図に記載されている兵庫県南部地震後に発生した崩壊地の位置を追加したものを**図－4.2** に示す．

３．２節で述べたように，兵庫県南部地震で発生した山腹斜面崩壊地は，神戸市灘区から東灘区，芦屋市，西宮市，宝塚市にかけての東六甲山系に多く，それ以外はわずかに六甲山系の西端の須磨区に見える程度で，中央区以西の西六甲山系にはほとんど崩壊が発生していなかった．また，東六甲山系では，これらの崩壊は五助橋断層，芦屋断層および有馬－高槻構造線などの断層系に平行な分布状態で出現していた．それに対して兵庫県南部地震後に発生した山腹斜面崩壊地についてみると，兵庫県南部地震による崩壊地と同様に東六甲山系において多く発生しており，特に五助橋断層の東端部の五助橋付近や芦屋断層の中央部から北端部付近での崩壊が多いことがわかる．冨田ら [2)]は，六甲山系では地震により断層沿いのかなりの範囲でクラックや緩みが生じた結果，その後の降雨により崩壊が発生しやすい状況になっていたことを報告していることからも，地震後に発生した崩壊地も地震による崩壊地と同様に断層系に沿う形で崩壊が発生したと考えられる．一方，兵庫県南部地震による崩壊地が少なかった中央，西六甲山系でも崩壊が発生していることがわかる．このことは，地震時には崩壊までには至らなかったが地震動の影響を受けていた斜面が中央，西六甲山系には存在しており，これらの斜面でその後の降雨が誘因となって崩壊が発生したのではないかと考えられる．

４．２．３　地震後の降雨による斜面崩壊地の地形立地条件 [11)]

３．２節でも述べたように，降雨や地震により発生した斜面崩壊の地形的特徴については，多くの研究により明らかにされている．例えば，地震時には斜面形状として遷急線（凸

型斜面）付近や尾根型斜面での崩壊が多いのに対し，降雨による崩壊では集水性の高い谷型や凹型斜面での崩壊発生が多いことや，地震時の崩壊地は降雨時の崩壊地に比して急傾斜の場所で起こりやすいことなどが挙げられる．このように，地震による崩壊地の特徴と降雨による崩壊地のそれとは異なっており，本節では，これらの点を考慮に入れて，地震後の降雨による斜面崩壊地の地形的特徴について検討していくこととした．



図－4.2　兵庫県南部地震ならびに地震後に発生した崩壊分布図
（背景図は，数値地図 50m メッシュ(標高)[12]より作成）

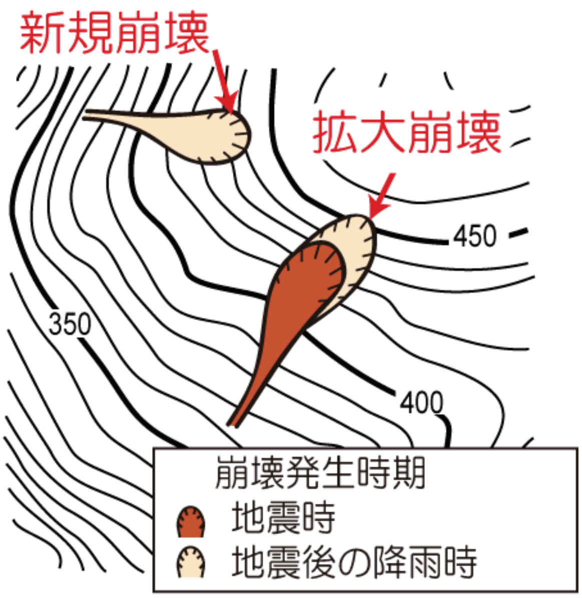
（１）地形図から求めた斜面崩壊地の地形立地条件

兵庫県南部地震後から平成 7 年（1995 年）10 月末までの降雨によって発生した 938 ヶ所の斜面崩壊地の地形立地条件を明らかにするため，前述した縮尺 1／10,000 の崩壊分布図 [1]より各崩壊地における崩壊発生状況，崩壊発生場所の地形分類，傾斜度を算出した．それぞれの定義を以下に示す．

1) 崩壊発生状況

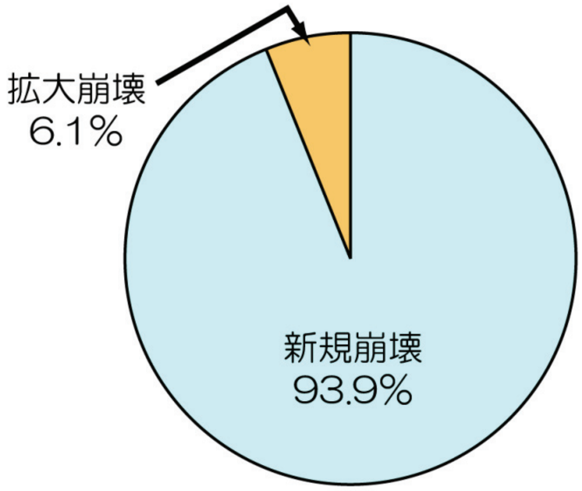
地震後の降雨による斜面崩壊がどのような状況で発生していたのかを明らかにするため，崩壊分布図 [1]より崩壊発生状況を求めた．具体的には，地震後の降雨による斜面崩壊地と地震による斜面崩壊地との位置関係（図－4.3 参照）を崩壊分布図から読み取り，崩

壊発生状況を新規崩壊と地震による崩壊地の拡大（以下，拡大崩壊と称する）に分類した．なお，拡大性崩壊には進行型，側方型，後退型がある．



図－4.3　崩壊発生状況

崩壊発生状況の調査結果を**図－4.4** に示す．**図－4.4** より，兵庫県南部地震後に発生した崩壊地は，新規崩壊が 93.9%と非常に多く，地震時に崩壊した斜面が拡大したものはわずかに 6.1%であったことがわかる．このことは，地震後の降雨に伴って発生する斜面災害の軽減を考えるためには，地震時には崩壊が発生しなかった斜面での新規崩壊の発生について懸念する必要があるといえる．



図－4.4　崩壊発生状況の調査結果

2) 崩壊発生場所の地形分類

どのような斜面形状の場所で崩壊が発生していたのかを明らかにするため，崩壊発生場所の地形分類を行った．具体的には，崩壊発生場所の地形分類を縦断形状として，地形図に記載されている等高線の間隔から遷急線（凸部），遷緩線（凹部）の有無を判断し，また，横断形状として，等高線の形状から尾根型，谷型を判断した．なお，露頭崖や旧崩壊地，人工斜面など地形図上に等高線が記載されていない場所で発生した崩壊地については，遷急線，遷緩線，尾根型，谷型は確認できなかった．

a) 崩壊縦断形状

・凸型斜面での崩壊

図－4.5a)に示すように，崩壊地が記載されている場所の等高線間隔が，崩壊地の上部で極端に狭くなっている場合の崩壊を凸型斜面での崩壊と分類した．

・凹型斜面での崩壊

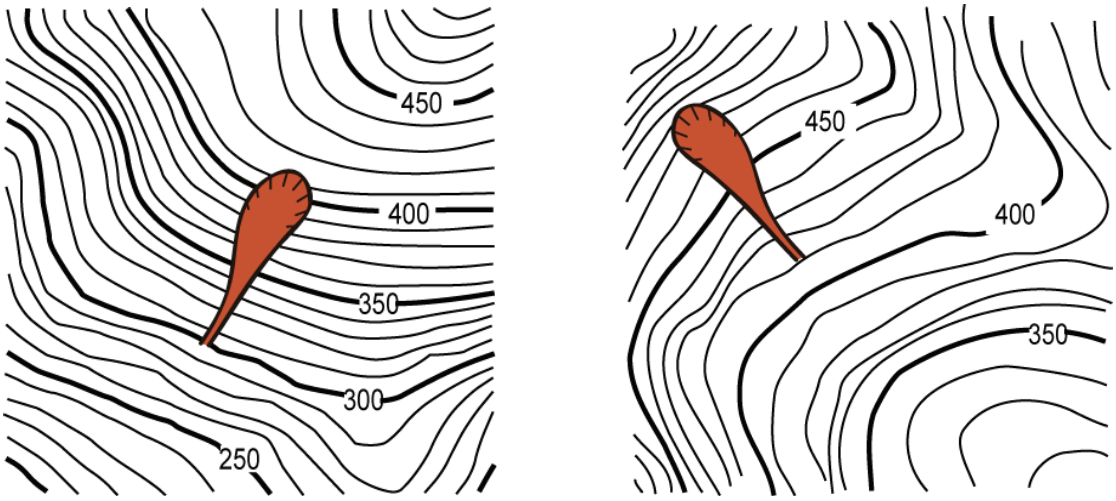
図－4.5b)に示すように，崩壊地が記載されている場所の等高線間隔が，崩壊地の上部で極端に広くなっている場合の崩壊を凹型斜面での崩壊と分類した．

・直線型斜面での崩壊

崩壊地が記載されている場所の等高線間隔から顕著な遷急線，遷緩線を判読できなかった崩壊を直線型斜面での崩壊と分類した．

・露頭崖での崩壊

３．２節と同様に，崩壊地が記載されている場所に露頭崖を表す記号が記載されている場合の崩壊を露頭崖での崩壊と分類した（図－3.3b)参照）．



a)　凸型斜面での崩壊例　　　b)　凹型斜面での崩壊例

図－4.5　崩壊縦断形状の定義

・人工斜面での崩壊

３．２節と同様に，崩壊地が記載されている場所に人工斜面や堰堤等を表す記号が記載されている場合の崩壊を人工斜面での崩壊と分類した（図－3.3c)参照）．

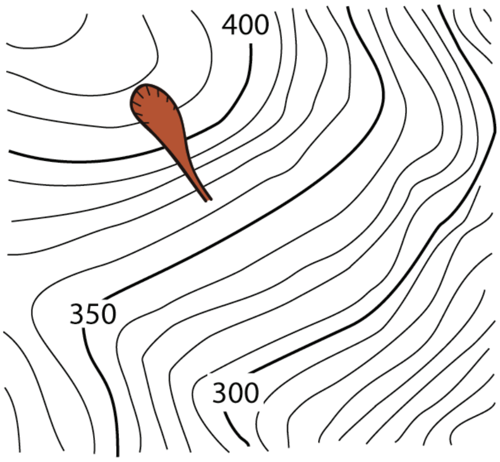
b) 崩壊横断形状

・尾根型斜面での崩壊

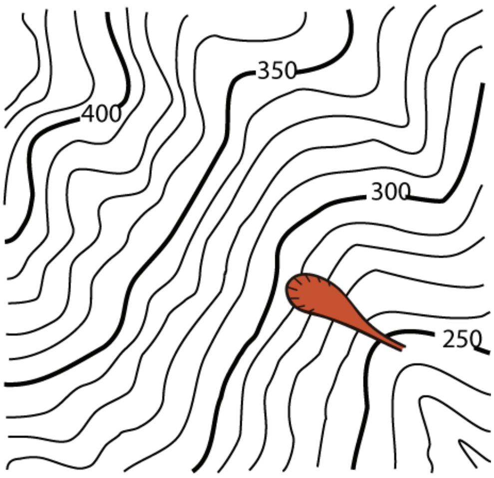
図－4.6a)に示すような等高線の形状を示す斜面で発生している崩壊を，尾根型斜面での崩壊と分類した．

・谷型斜面での崩壊

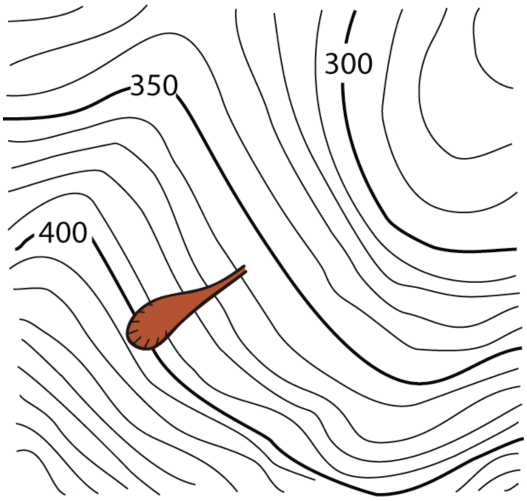
図－4.6b)に示すような等高線の形状を示す斜面で発生している崩壊を，谷型斜面での崩壊と分類した．



a)　尾根型斜面での崩壊例



b)　谷型斜面での崩壊例



c)　平行型斜面での崩壊例

図－4.6　崩壊横断形状の定義

・平行型斜面での崩壊

図－4.6c)に示すような等高線の形状を示す斜面で発生している崩壊を，平行型斜面での崩壊と分類した．

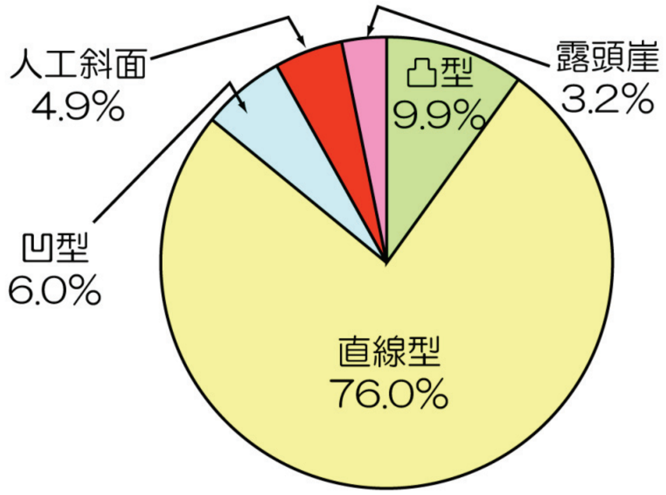
・露頭崖での崩壊

３．２節と同様に，崩壊地が記載されている場所に露頭崖を表す記号が記載されている場合の崩壊を露頭崖での崩壊と分類した（**図－3.3b)**参照）．

・人工斜面での崩壊

３．２節と同様に，崩壊地が記載されている場所に人工斜面や堰堤等を表す記号が記載されている場合の崩壊を人工斜面での崩壊と分類した（**図－3.3c)**参照）．

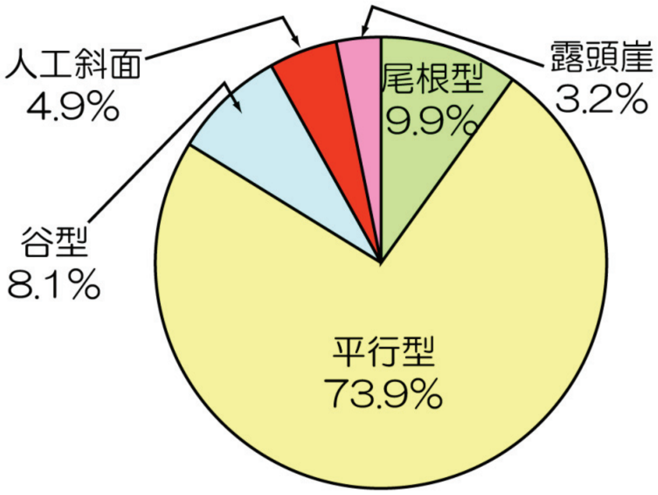
崩壊縦断形状の調査結果を**図－4.7** に示す．**図－4.7** より，兵庫県南部地震後の崩壊地の縦断形状は，直線型斜面での崩壊が 76.0%と非常に多いことが分かる．また，**図－3.7** に示した兵庫県南部地震時の崩壊では見られなかった凹型斜面での崩壊が，6.0%と少ないながらも発生しており，これに関しては，凹型斜面で崩壊が発生しやすいという過去の降雨による崩壊の特徴 [3)]を表しているといえる．しかし，地震時の崩壊地の特徴であり，一般に降雨による崩壊としては発生しにくい凸型斜面でも 9.9%と，凹型に比して多い．前述したように，地震時には直線型斜面や凸型斜面で崩壊が多い [13)]ことから，地震後の降雨により発生した崩壊地の縦断形状の特徴としては，最終的な誘因は降雨であるにもかかわらず，むしろ地震を誘因とする崩壊地の特徴に近い結果となった．



図－4.7　崩壊縦断形状の調査結果

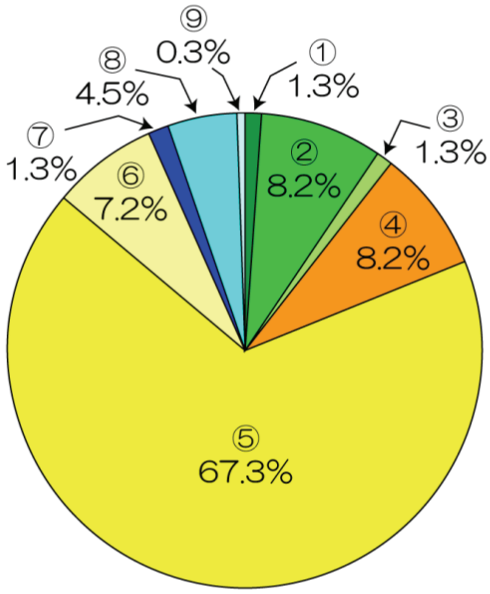
つぎに，崩壊横断形状の調査結果を**図－4.8** に示す．**図－4.8** より，兵庫県南部地震後の崩壊地の横断形状は，平行型斜面での崩壊が 73.9%と非常に多いことが分かる．また，縦断形状と同様に，集水性の高い谷型斜面での崩壊が 8.1%と少ないながらも発生しており，

谷型斜面は崩壊が発生しやすいという過去の降雨による崩壊の特徴 [3)]を表しているといえる．一方，尾根型斜面での崩壊は谷型斜面に比してわずかではあるが多く，降雨時には尾根筋での崩壊がほとんど見られない [14)]ということと，地震時には山腹ではなく斜面肩もしくは尾根に接して崩壊が発生している場合が多いということから，地震の影響を受けた尾根型斜面が地震後の降雨により崩壊したと考えられる．



図－4.8　崩壊横断形状の調査結果

また，斜面形状を図－3.2[15)]に示した横断面形状 3 種類（尾根型，平行型，谷型），縦断形状 3 種類（凸型，直線型，凹型）の計 9 種類に分類した結果を図－4.9 に示す．



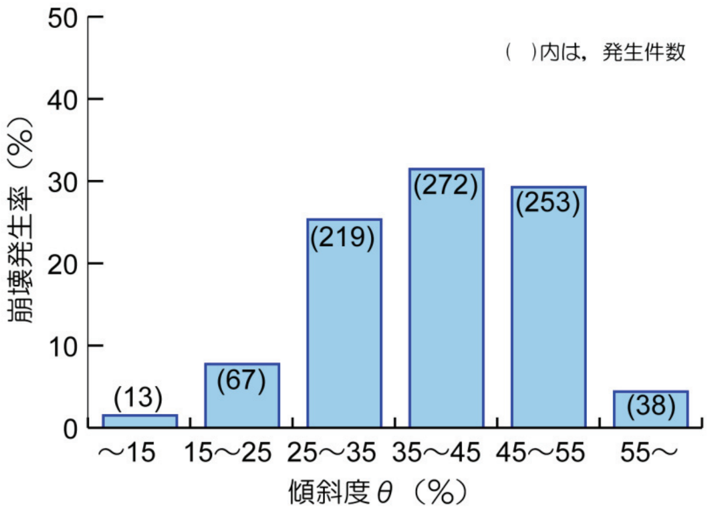
図－4.9　崩壊縦横断形状の調査結果（図中の丸数字は図－3.2[15)]中の数字に対応）

図－4.9 より，兵庫県南部地震後の崩壊地は，直線平行型（⑤）形状を示す斜面での発生が 67.3%と最も多く，次いで凸平行型（②）ならびに直線尾根型（④）形状を示す斜面での発生が 8.2%となっている．前述したように，地震に起因した土砂移動箇所の斜面形状としては，凸型斜面と尾根型斜面，直線型斜面が合成して形成される斜面での崩壊発生率が高いこと[16)]と比較すると，兵庫県南部地震後の降雨により発生した崩壊地の地形分類の特徴としては，最終的な誘因は降雨であるにもかかわらず，むしろ地震を誘因とする崩壊地の特徴に近い結果であったといえる．このことは，何らかの地震動の影響を受けたが崩壊には至らなかった斜面がその後の降雨により崩壊したため，これらの地形形状を示す場所での崩壊率が高くなったのではないかと考えられる．しかし，直線谷型や凹平行型といった比較的集水性の高い場所でも，わずかではあるが崩壊が発生しており，これらの斜面に関しては，降雨を誘因とする崩壊地の地形的特徴を有する場所であったといえる．

2) 傾斜度

どのような傾斜角の斜面で山腹斜面崩壊が発生していたかを明らかにするため，傾斜度 θ を求めた．傾斜度 θ は，３．２節と同様に，崩壊の最も上方を通る 2 本の等高線間（標高差 10m）の長さ L を読みとり，式（3.2）より求められるものとした（**図－3.5** 参照）．この傾斜度は崩壊上端付近の傾斜角を表しているといえる．なお，露頭崖を含む崩壊と人工斜面での崩壊では上述したように等高線が記載されておらず，傾斜度を計測できなかった．

傾斜度 θ の算定結果を**図－4.10** に示す．**図－4.10** より，傾斜度 θ が 35-45°の斜面での崩壊が約 32%（272 ヵ所）と最も多く，次いで 45-55°の斜面で約 29%（253 ヵ所）であり，これらの傾斜度 θ での崩壊が全体の約 70%を占めていたことがわかる．**図－3.9** に示した兵庫県南部地震の傾斜度 θ と比較すると，傾斜度 θ が 35-55°でピークを示している傾向は同様ではあるが，全体に占める割合は約 10%程度小さくなっている．



図－4.10　崩壊発生場所における傾斜度θの分布

一方，傾斜度 θ が 25-35° の崩壊発生率が兵庫県南部地震時では，約 12%であるのに対して, 地震後の崩壊では約 25%とこれに比して 2 倍以上の割合を示していることがわかる．過去の地震時の崩壊事例 [17), 18)]や３．２節の結果から地震による斜面崩壊は急傾斜地で多発し，降雨時には 30～40° で最も発生する [19)]ということと比較すると，兵庫県南部地震後の降雨による崩壊地は，兵庫県南部地震と比較すると緩傾斜の場所においても崩壊が発生しているが，全体の傾向としては，従来の降雨時の崩壊地に比してより急傾斜の場所で崩壊が多発していたことがわかる．

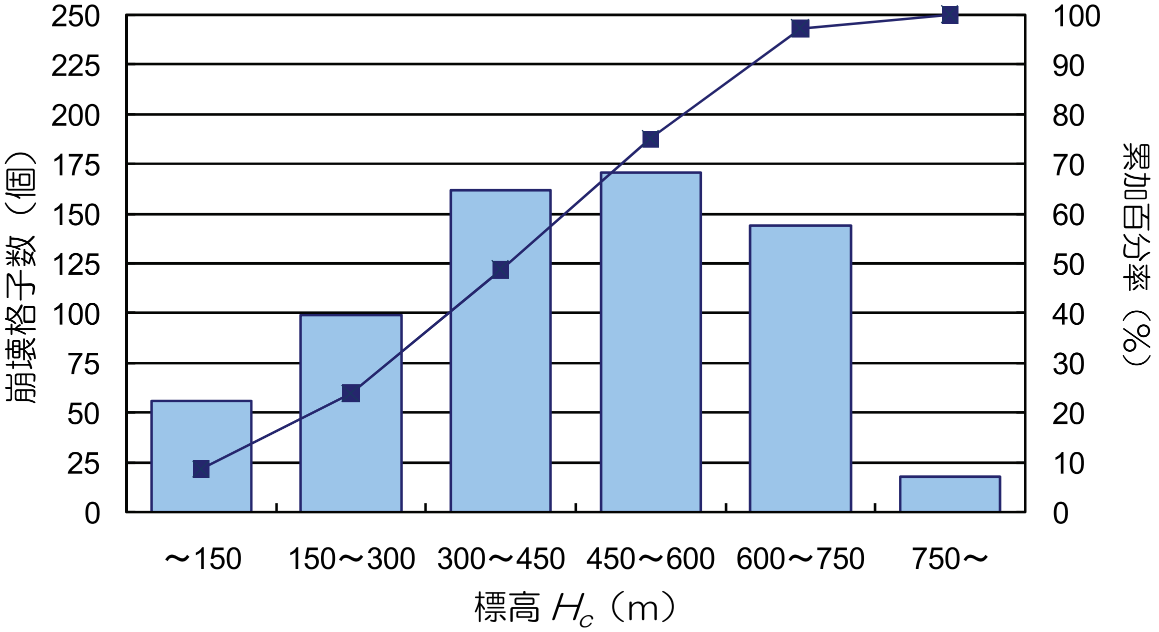
（２）数値標高モデルから求めた斜面崩壊地の地形立地条件

３．２節と同様に，兵庫県南部地震後の降雨によって崩れやすい斜面の特徴を検討するため，バックグラウンドである六甲山系全体から比較の考察を行う．本節でも，数値標高モデルとして数値地図 50m メッシュ（標高）[12)]を用い，50m 間隔の数値標高モデルを作成した．また，崩壊分布図 [1)]も同様に格子分割することにより，単位格子内に崩壊が出現している基本格子を崩壊格子と定義し（図－3.11 参照），求めた．その際，３．２節と同様に，崩壊が 2 つの単位格子にまたがって発生している崩壊地については，崩壊源がある単位格子を崩壊格子とし，また 1 つの単位格子内に複数の崩壊が発生している場合でも崩壊格子数は 1 個として数えた．この結果，崩壊格子数は 650 個となった．上述したように，崩壊発生数は 938 カ所であり，３．２節で示した兵庫県南部地震による崩壊数は 747 カ所に対して崩壊格子数 671 個であることと比較すると，五助谷付近や芦屋断層付近では，地震後の崩壊が近接したところで発生していた（図－4.2 参照）ことが原因であろう．なお，局所地形量としては，標高 H_c，傾向面の傾斜 θ_T，傾向面の偏差 TSD を算定した．それぞれの定義は，３．２節と同様である．また，バックグラウンドである六甲山系全体から比較により，崩れやすい斜面の地形条件を表すことを目的として，崩壊出現率 A_N も３．２節と同様に定義した．

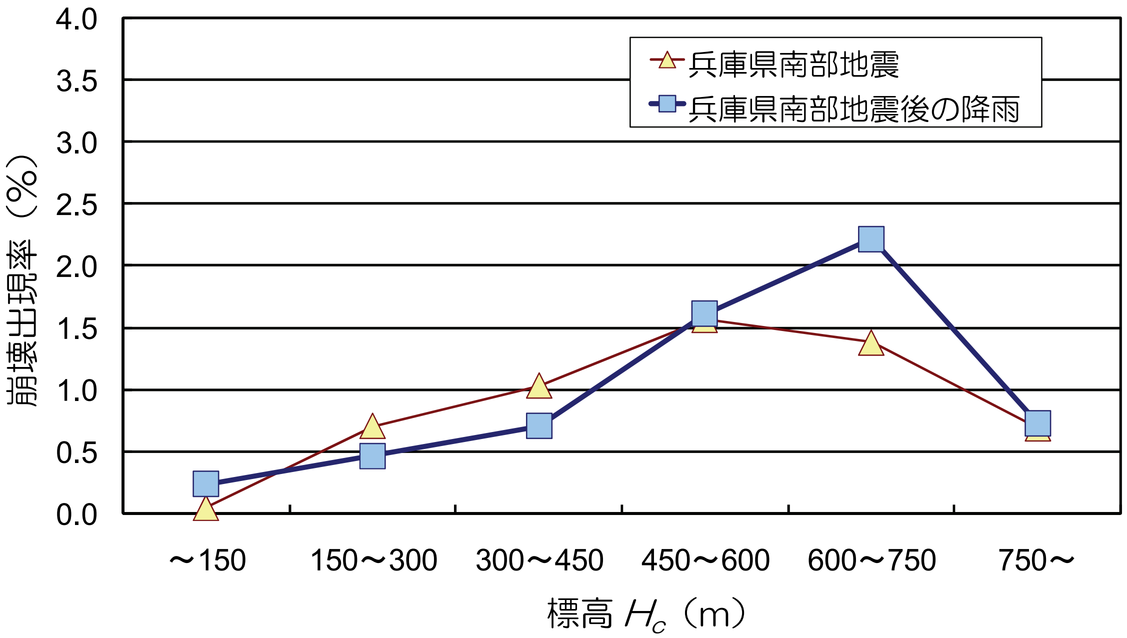
1) 標高

崩壊格子の標高分布を図－4.11 に示す．図－4.11 より，標高 450～600m での崩壊が 171 ヵ所と多く，次いで標高 300～450m で 162 カ所，標高 600～750m で 144 カ所となっており，標高 300～750m での崩壊数が 477 カ所と全体の 70%を超える崩壊がこの標高で発生していたこととなる．一方，図－3.14 に示した兵庫県南部地震時の崩壊格子の標高分布と比較すると，地震後の崩壊地の方が標高の高い場所での崩壊件数が多い．つぎに，図－4.11 と母集団である六甲山系の標高分布の結果（図－3.15 参照）を用いて，標高の崩壊出現率を式（3.7）より求めた．その結果を図－4.12 に示す．なお，図中には図－3.16 に示した兵庫県南部地震時の崩壊出現率の算定結果も示している．図－4.12 より，兵庫県南部地震後の降雨による崩壊は，標高 600～750m での崩壊出現率の値が約 2.2%を示し，次いで標高 450～600m で約 1.6%を示している．一方，兵庫県南部地震時の崩壊出現率は，標高 450～600m 約 1.6%前後を示し, 次いで標高 600～750m で約 1.4%を示していることと比較すると，地震後の降雨による崩壊地は，兵庫県南部地震時の崩壊地に比してより標高の高い場所において崩壊が発生しやすかったといえるが，いずれにしろ，六甲山系における中腹か

ら斜面上方に位置する場所が崩壊しやすい場所であったといえる．斜面の上方は下方に比べ地震動の加速度が増幅されやすいといわれており[20]，斜面の上方では地震による揺れが下方よりも大きく，地震動の影響を大きく受けた可能性が考えられることから，このような結果になったのではないかと考えられる．



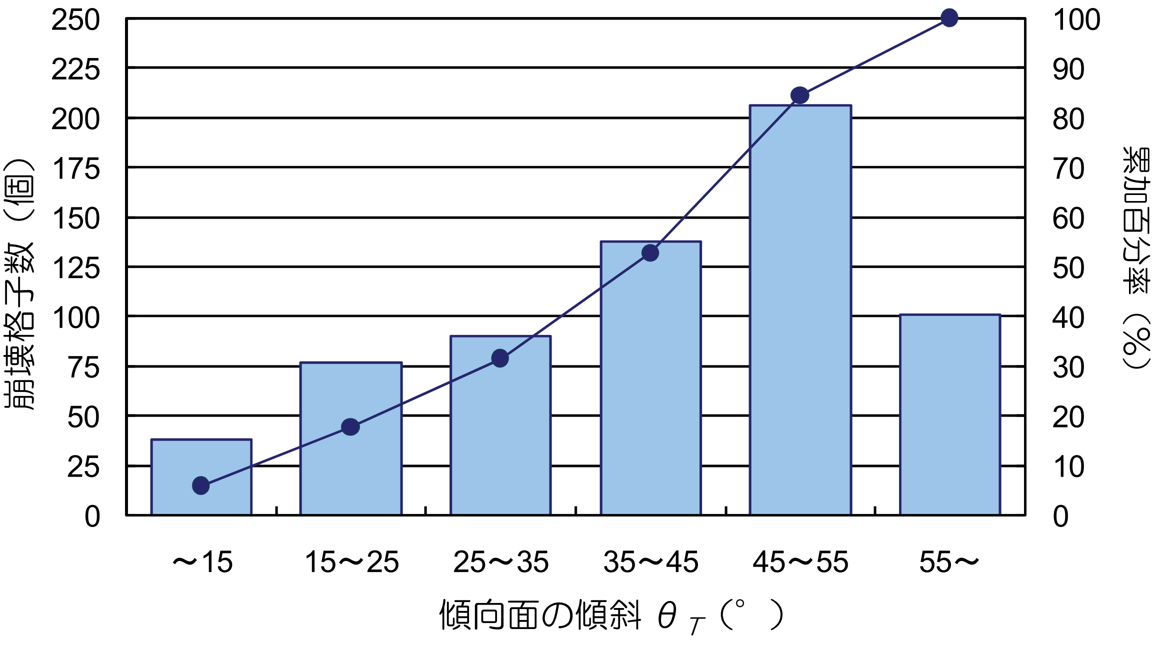
図－4.11　崩壊格子の標高 H_c の分布



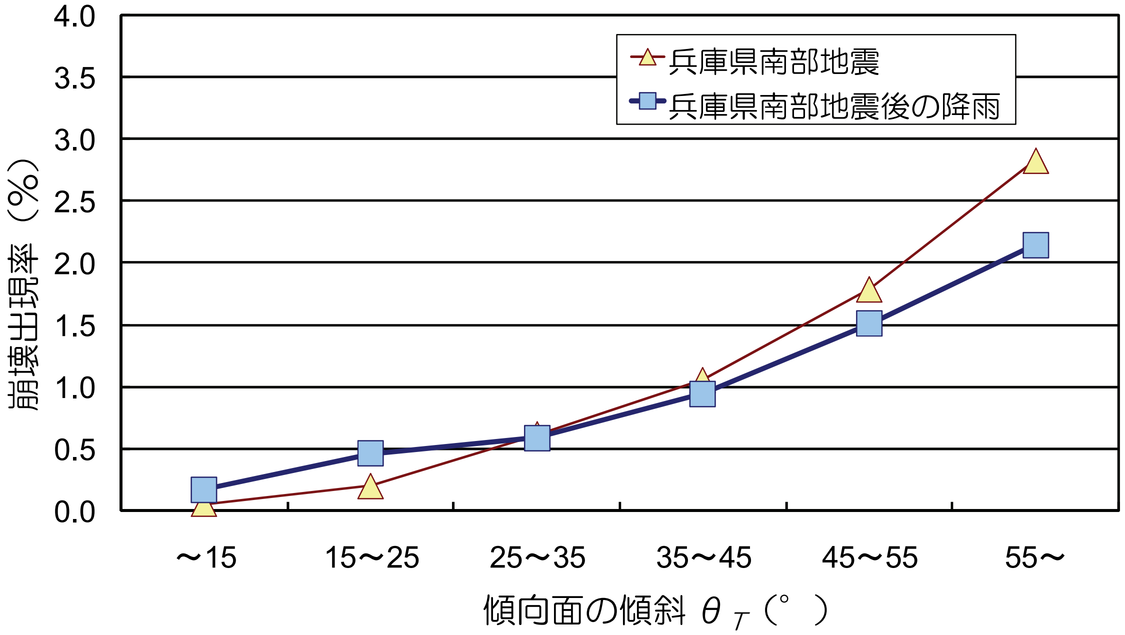
図－4.12　兵庫県南部地震ならびにその後の降雨による崩壊地における標高 H_c の崩壊出現率

2) 傾向面の傾斜

崩壊格子の傾向面の傾斜分布を**図－4.13** に示す．**図－4.13** より，傾向面の傾斜が 45～55° 付近の場所での崩壊が約 206 ヵ所と多かったことがわかる．また，傾向面の傾斜が 45° 以上の場所での崩壊は全体の 50%であり，斜面勾配の大きい場所での崩壊が多かったことがわかる．一方，**図－3.17** に示した兵庫県南部地震時の崩壊格子の傾向面の傾斜分布と比較すると，地震後の崩壊地の方がやや緩傾斜の場所での崩壊数が多くなっているが全体の傾向としては，ほぼ同様の傾向である．つぎに，**図－4.13** と母集団である六甲山系の傾向面の傾斜分布の結果（**図－3.18** 参照）を用いて，傾向面の傾斜の崩壊出現率を式（3.7）より求めた．その結果を**図－4.14** に示す．なお，図中には**図－3.19** に示した兵庫県南部地震時の崩壊出現率の算定結果も示している．**図－4.14** より，兵庫県南部地震後の降雨による崩壊地の出現率は，全体の傾向としては右上がりの傾向を示しており，急傾斜の場所ほど崩壊が発生しやすかったことがわかる．一方，兵庫県南部地震時の崩壊出現率も同様に右上がりの傾向を示しているが，兵庫県南部地震後の降雨による崩壊地の方が，その傾向はやや緩いことがわかる．しかしながら，六甲山系では過去の降雨時には傾斜 30～40° の場所で最も発生していた [19]ということと比較すると，兵庫県南部地震後の降雨による崩壊地は，兵庫県南部地震と比較すると緩傾斜の場所においても崩壊が発生しているが，全体の傾向としては，従来の降雨時の崩壊地に比してより急傾斜の場所で崩壊が起こりやすかったことがわかる．これらの傾向は，上述した地形図から求めた傾斜度の分布と同様の傾向であった．



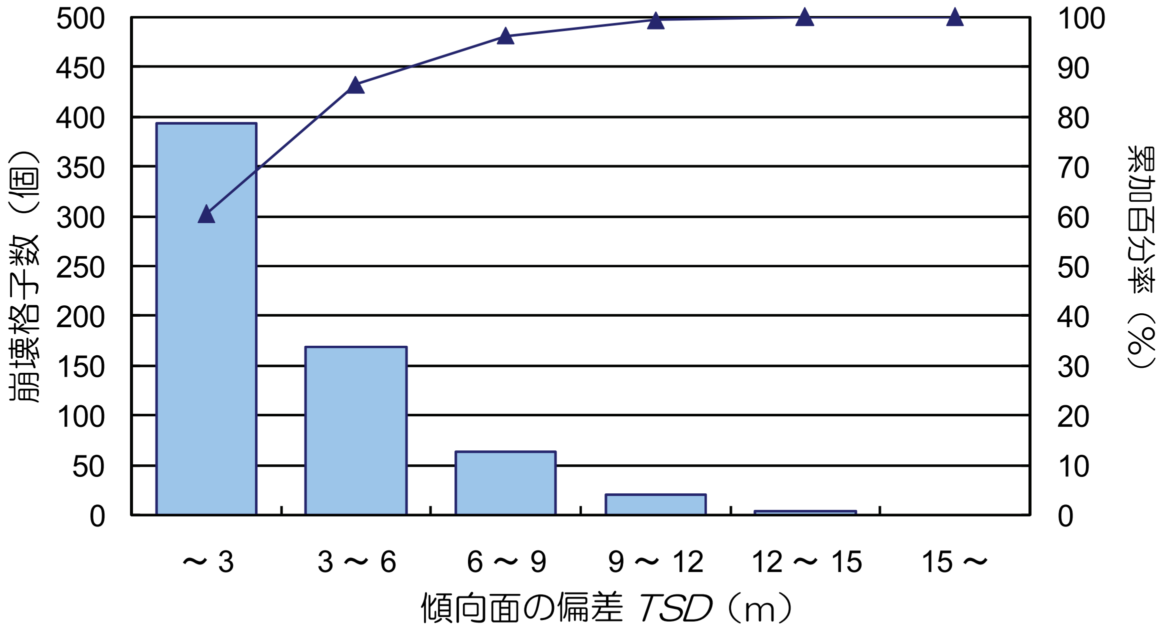
図－4.13　崩壊格子の傾向面の傾斜 θ_T の分布



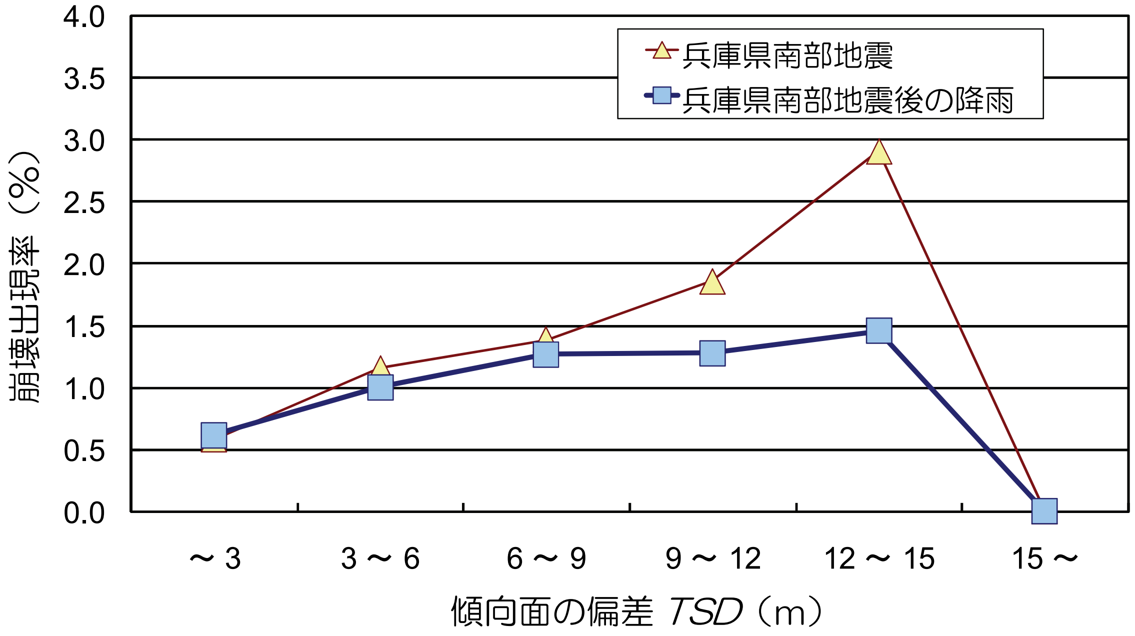
図－4.14　兵庫県南部地震ならびにその後の降雨による崩壊地における傾向面の傾斜 θ_T の崩壊出現率

3) 傾向面の偏差

崩壊格子の傾向面の偏差分布を**図－4.15** に示す．**図－4.15** より，**図－3.20** より，傾向面の偏差の値が大きくなるにつれて崩壊個数も減少しており，**図－3.20** に示した兵庫県南部地震時の分布傾向とほぼ同様の傾向であることがわかる．つぎに，**図－4.15** と母集団である六甲山系の傾向面の偏差分布の結果（**図－3.21** 参照）を用いて，傾向面の傾斜の崩壊出現率を式（3.7）より求めた．その結果を**図－4.16** に示す．なお，図中には**図－3.22** に示した兵庫県南部地震時の崩壊出現率の算定結果も示している．**図－4.16** より，兵庫県南部地震後の降雨による崩壊地の出現率は，傾向面の偏差の値が 3.0～15.0m までは，1.2%前後とほぼ同様の値であり，地表面の凹凸に関係なく崩壊が起こっていたといえる．一方，兵庫県南部地震時の崩壊出現率と比較すると，9m 未満までは兵庫県南部地震による崩壊地とほぼ同程度の崩壊のしやすさであったが，傾向面の偏差が大きい場所，つまり，凹凸の大きい場所では地震時の方が崩壊が起こりやすかったといえる．



図－4.15　崩壊格子の傾向面の偏差 *TSD* の分布



図－4.16　兵庫県南部地震ならびにその後の降雨による崩壊地における
傾向面の偏差 *TSD* の崩壊出現率

４．２．４　まとめ

本節では，兵庫県南部地震後の降雨に伴い六甲山系で発生した山腹斜面崩壊対象に地形立地解析を行い，斜面崩壊地がどのような地形条件の場所で発生していたのかを明らかにした．得られた結果を以下に列挙する．

１）六甲山系では，兵庫県南部地震後から平成 7 年（1995）年 10 月末まで約 10 ヶ月の間に，地震による崩壊数を上回る 938 ヵ所の山腹斜面崩壊が発生しており，それらは，新規崩壊が 93.9%と非常に多く，地震時に崩壊した斜面が拡大したものはわずかに 6.1%であった．このことは，地震後の降雨に伴って発生する斜面災害の軽減を図るためには，地震時には崩壊が発生しなかった斜面での新規崩壊の発生について懸念する必要があるといえる．

２）兵庫県南部地震後の降雨により発生した崩壊地の地形分類の特徴としては，縦断形状では直線型，横断形状としては平行型の斜面で崩壊が数多く発生していた．また，縦横断形状の両者を考慮した場合，直線平行型形状を示す斜面での発生が 67.3%と最も多く，次いで凸平行型ならびに直線尾根型形状を示す斜面での発生が 8.2%となっていた．また，直線谷型や凹平行型といった比較的集水性の高い場所でも，わずかではあるが崩壊が発生していた．これらの傾向は，過去の地震に起因した土砂移動箇所の斜面形状としては，凸型斜面と尾根型斜面，直線型斜面が合成して形成される斜面での崩壊発生率が高いことと比較すると，兵庫県南部地震後の降雨により発生した崩壊地の地形分類の特徴としては，地震を誘因とする崩壊地の特徴に近い結果であったといえる．

３）兵庫県南部地震後の降雨による崩壊地は，兵庫県南部地震と比較すると緩傾斜の場所においても崩壊が発生しているが，全体の傾向としては，従来の降雨時の崩壊地に比してより急傾斜の場所で崩壊が多発していた．

４）斜面崩壊地の地形的特徴を六甲山系全体との比較において定量的に検討するため，数値標高モデルを用いた地形立地解析を行った結果，地震後の降雨による斜面崩壊地の地形的特徴としては以下のことが挙げられる．i）六甲山系における中腹から斜面上方に位置する場所において崩壊が発生しやすかった．ii）兵庫県南部地震と比較すると緩傾斜の場所においても崩壊が発生しているが，全体の傾向としては，従来の降雨時の崩壊地に比してより急傾斜の場所で崩壊が発生しやすかった．iii）地表面の凹凸に関係なく崩壊が起こっていたといえ，傾向面の偏差に関しては，兵庫県南部地震時の崩壊地の傾向とはやや異なっていた．

５）以上の結果から，兵庫県南部地震後の降雨により発生した崩壊地は最終的な誘因は降雨であるにもかかわらず，むしろ地震を誘因とする崩壊地の特徴に近い結果であったといえる．このことは，何らかの地震動の影響を受けたが崩壊には至らなかった斜面

がその後の降雨により崩壊したため，これらの地形形状を示す場所での崩壊率が高くなったのではないかと考えられる．

４．３　山腹斜面における地震動応答特性ならびに それに及ぼす要因に関する解析的検討

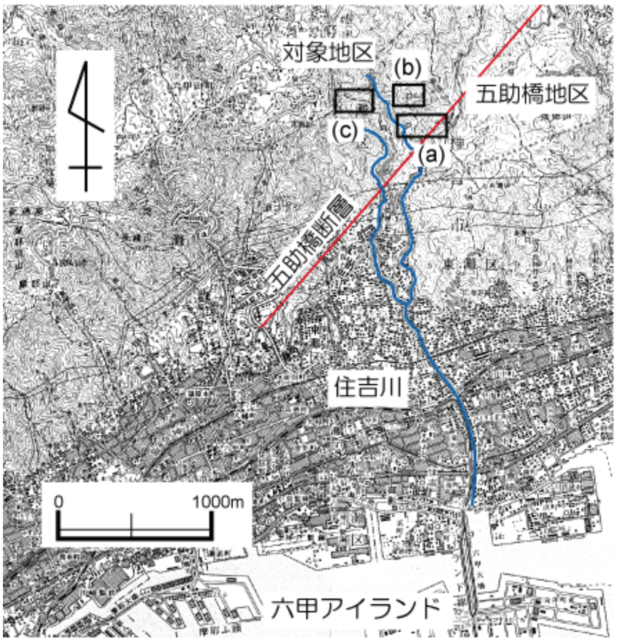
４．３．１　はじめに

前節では，兵庫県南部地震後の降雨に伴い六甲山系で発生した山腹斜面崩壊対象に地形立地解析を行い，斜面崩壊地がどのような地形条件の場所で発生していたかを明らかにした．その結果，兵庫県南部地震後の降雨により発生した斜面崩壊は最終的な崩壊の誘因は降雨であったにもかかわらず，むしろ地震を誘因とする崩壊地の地形的特徴を示すような場所で発生していたことを明らかにした．また，これらの崩壊を引き起こした降雨量は，過去の降雨量と比較しても，時間雨量，日雨量，年間雨量のいずれにおいても，ほぼ平年並の降雨量であり，900 カ所を超えるような崩壊を引き起こす降雨量ではなかった．このことは，言い換えれば，兵庫県南部地震直後には地震動の影響を受けたにもかかわらず，崩壊には至らなかった斜面が数多く六甲山系には存在しており，それらの斜面において地震前では崩壊発生には至らないような少ない降雨量であったにもかかわらず，崩壊が発生したことが考えられる．そこで，本節では六甲山系の南東部に位置する五助橋地区において，兵庫県南部地震およびその後の降雨により崩壊した斜面ならびに非崩壊斜面を対象として地震応答解析を行い，これらの斜面内における地震応答特性を比較検討することにより地震動がこれらの斜面に及ぼした影響の違いについて検討するとともに，そのような斜面内の地震動応答特性の違いが生じる要因についても検討する．

４．３．２　斜面崩壊地ならびに非崩壊地を対象とした現地調査[21)]

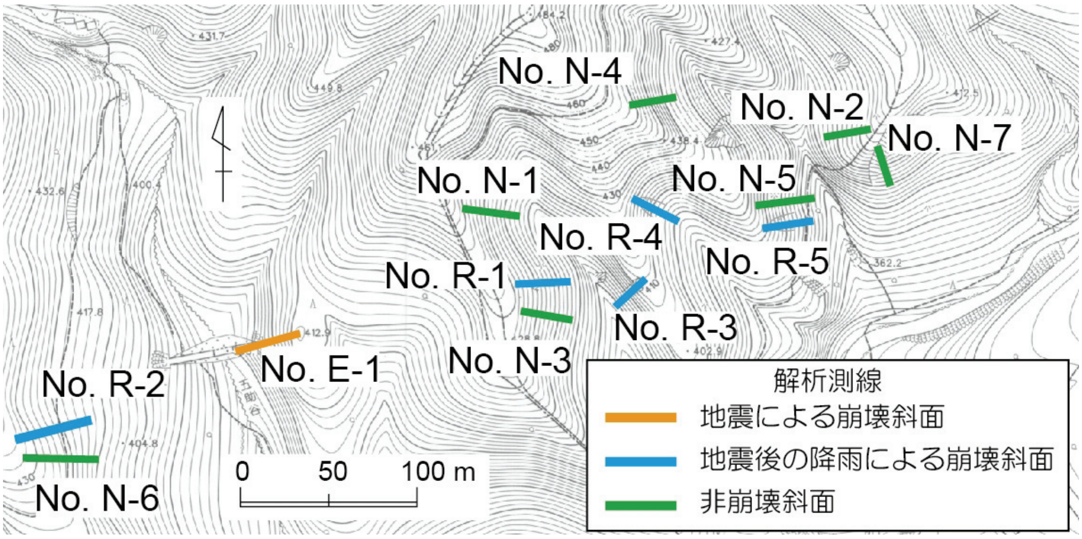
（１）解析対象地の概要

解析対象地として，六甲山系南麓に位置する五助橋地区（**図－4.17** 参照）を選んだ．

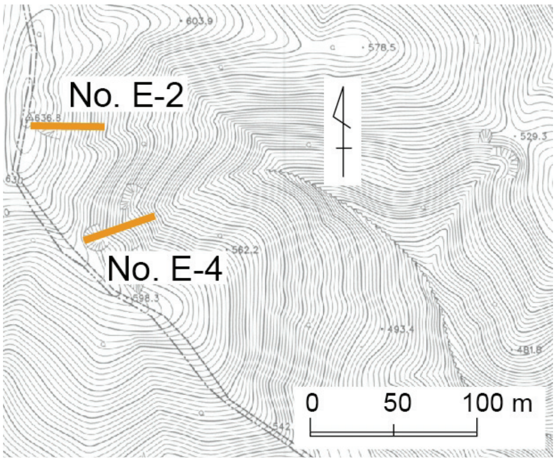


図－4.17　五助橋地区の位置図

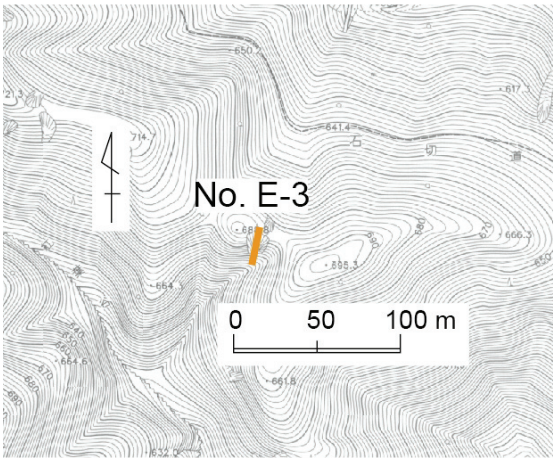
図－4.17 に示すように，五助橋地区は六甲山系の南東部を流れる住吉川の上流域に位置し，中央に五助橋断層が存在しており，兵庫県南部地震およびその後の降雨により崩壊が多発した地域である（**図－4.2** 参照）．この地域の地質は六甲花崗岩である．本項では，この地区内において，兵庫県南部地震により崩壊が発生した斜面として 4 斜面（測線 No.E-1～E-4），地震後の降雨により崩壊が発生した斜面として 5 斜面（測線 No.R-1～E-5），非崩壊斜面として 7 斜面（測線 No.N-1～N-7）の計 16 斜面上に測線を設定（**図－4.18** 参照）し，地震応答解析を行うために必要な情報を得るための現地調査を行った．



a)　地区(a)



b)　地区(b)



c)　地区(c)

図－4.18　解析測線の位置図

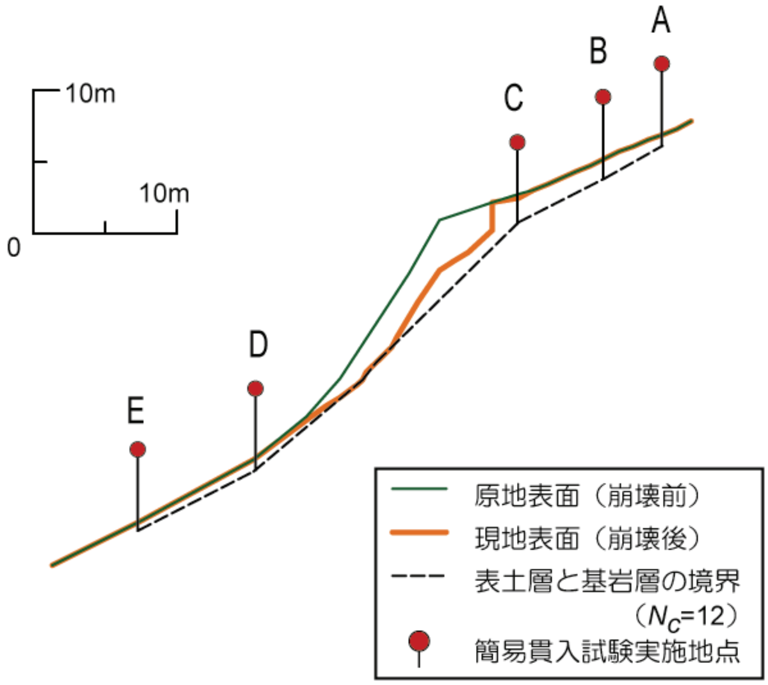
（２）現地調査結果

上述した各測線に対して，簡易貫入試験による表土層厚分布の測定ならびに縦断測量を行った．なお，六甲山系における過去の斜面崩壊のすべり面の多くが，N_C=12 に相当していることが明らかにされており [22]，本研究でも N_C=12 となる深さを表土層と基岩層の境界

として設定した．以下に各測線の現地調査結果を示す．

1) 測線 No. E-1

この測線は，兵庫県南部地震によって発生した崩壊斜面上に設定した測線である．**図－4.19** に縦断測量ならびに簡易貫入試験より求めた縦断面図分布を示す．基岩面の傾斜は約 45° であり，非常に急傾斜の崩壊である．縦断形状は周囲の地形から凸型，横断形状は尾根型を呈していたと思われる．また，崩壊深は最大 3m，平均 2m 程度である．



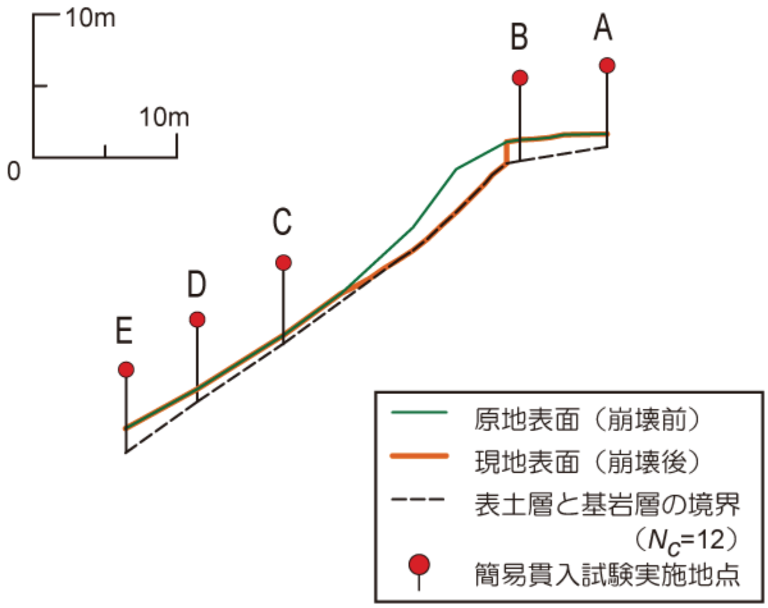
図－4.19　縦断面図（No.E-1）

2) 測線 No. E-2

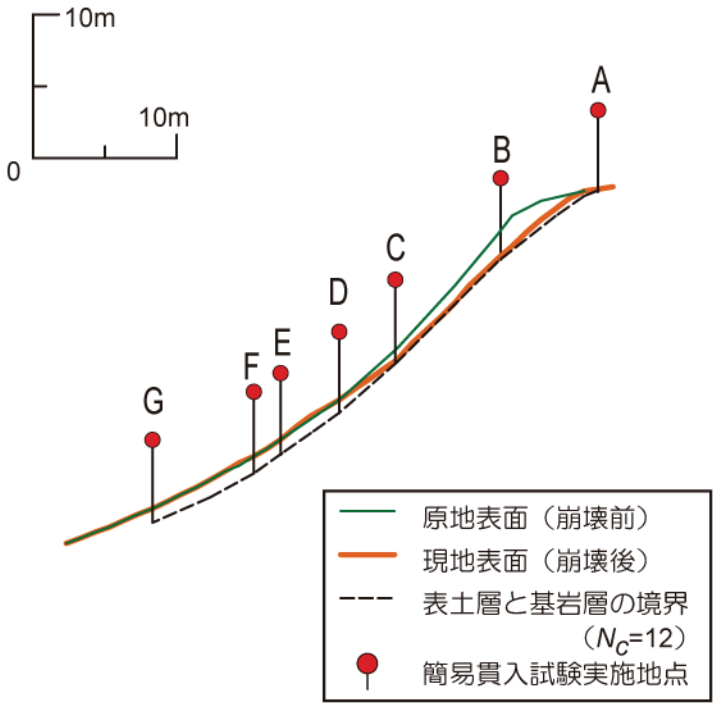
この測線は，兵庫県南部地震によって発生した崩壊斜面上に設定した測線である．**図－4.20** に縦断測量ならびに簡易貫入試験より求めた縦断面図分布を示す．基岩面の傾斜は約 40～45° である．縦断形状は周囲の地形から凸型，横断形状は平行型を呈していたと思われる．また，崩壊深は最大 3m，平均 2m 程度である．

3) 測線 No. E-3

この測線は，兵庫県南部地震によって発生した崩壊斜面上に設定した測線である．**図－4.21** に縦断測量ならびに簡易貫入試験より求めた縦断面図分布を示す．基岩面の傾斜は約 45° である．崩壊前の地形を周辺の地形から推定すると，縦断形状は凸型，横断形状は谷型を呈していたと思われる．また，崩壊深は最大 2m，平均 1.5m 程度である．



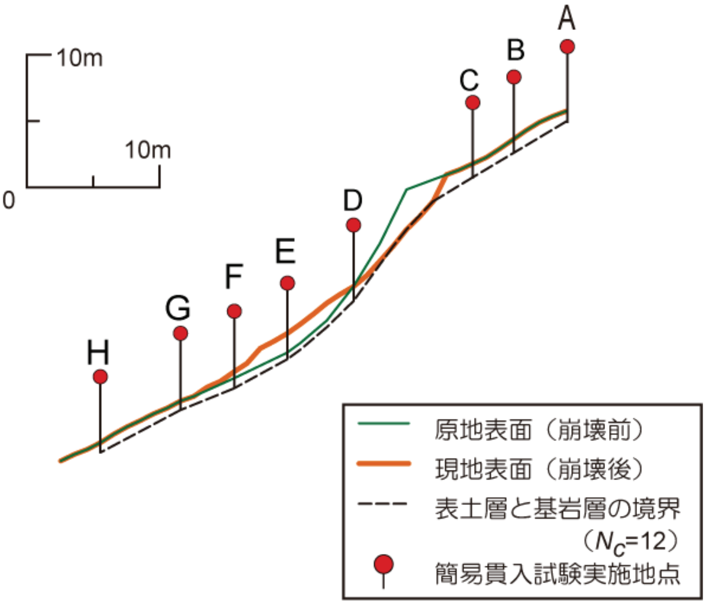
図－4.20　縦断面図（No.E-2）



図－4.21　縦断面図（No.E-3）

4) 測線 No. E-4

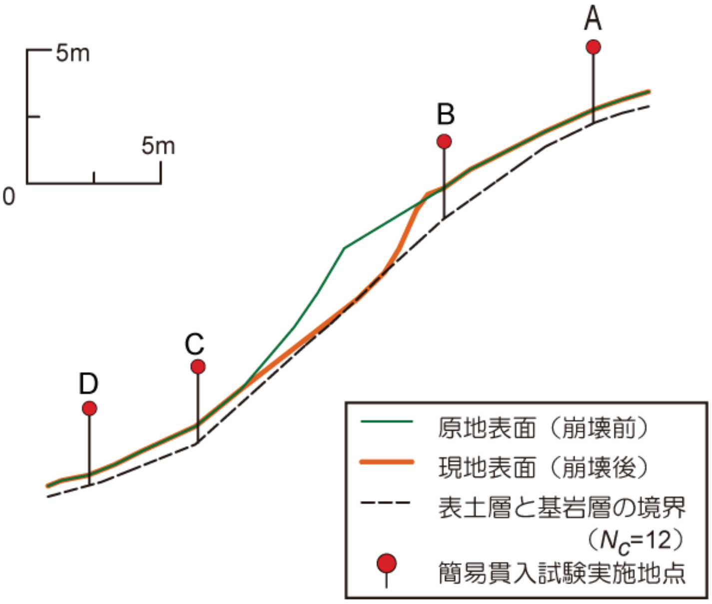
この測線は，兵庫県南部地震によって発生した崩壊斜面上に設定した測線である．**図－4.22** に縦断測量ならびに簡易貫入試験より求めた縦断面図分布を示す．この斜面は斜面 No.E-2 に隣接する斜面（**図－4.18b)**参照）であり，基岩面の傾斜は約 45～50° である．崩壊前の地形を周辺の地形から推定すると，縦断形状は凸型，横断形状は平行型を呈していたと思われる．また，崩壊深は最大 2.5m，平均 2m 程度である．



図－4.22　縦断面図（No.E-4）

5) 測線 No. R-1

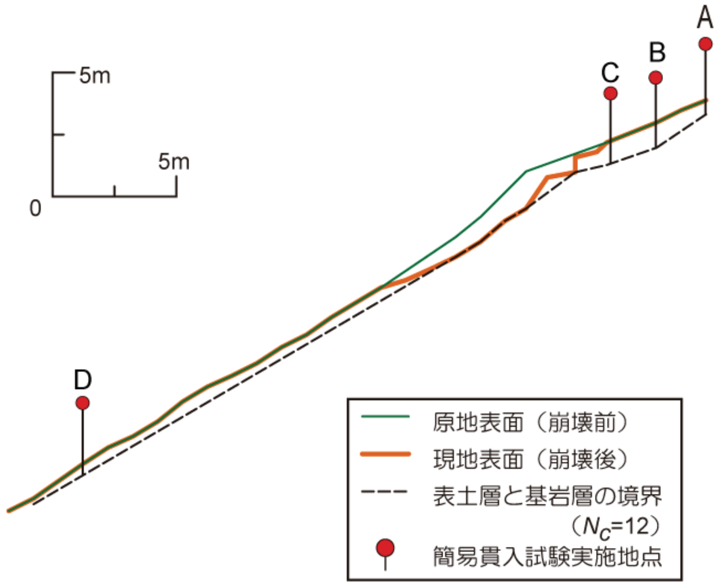
この測線は，兵庫県南部地震後の降雨によって発生した崩壊斜面上に設定した測線である．**図－4.23** に縦断測量ならびに簡易貫入試験より求めた縦断面図分布を示す．この崩壊地は斜面の中腹に位置し，基岩面の傾斜は約 40～45°である．縦断形状は周囲の地形から凸型，横断形状は尾根型を呈していたと思われる．また，崩壊深は最大 2.5m，平均 1.5m 程度であり，すべり面には硬い基岩が見られた．



図－4.23　縦断面図（No.R-1）

6) 測線 No. R-2

この測線は，兵庫県南部地震後の降雨によって発生した崩壊斜面上に設定した測線である．**図－4.24** に縦断測量ならびに簡易貫入試験より求めた縦断面図分布を示す．この崩壊地は斜面の中腹に位置し，基岩面の傾斜は平均で約 35～40° であるが，崩壊上部では約 60° と非常に急傾斜である．周囲の地形から縦断形状は凸型，横断形状はやや尾根型を呈していたと思われ，崩壊深は平均 1m 程度である．また，崩壊地上端には幅 1m，奥行 1m，高さ 0.6m 程度の巨礫があり，その周辺にも礫が存在していた．



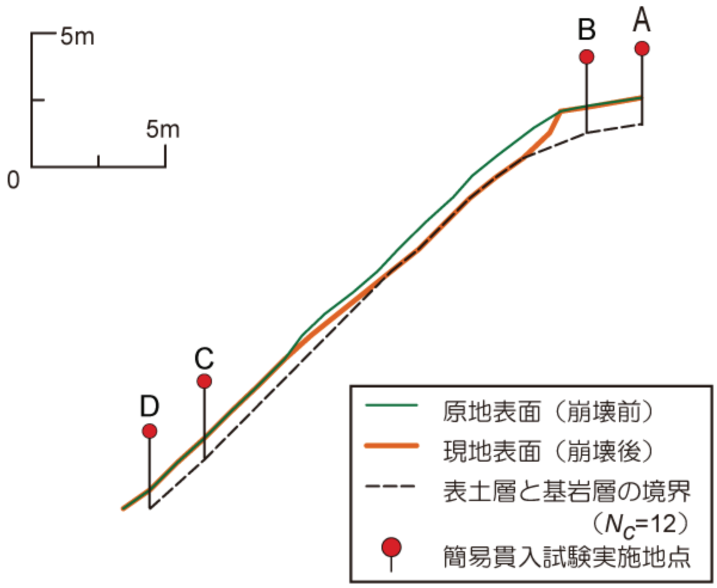
図－4.24　縦断面図（No.R-2）

7) 測線 No. R-3

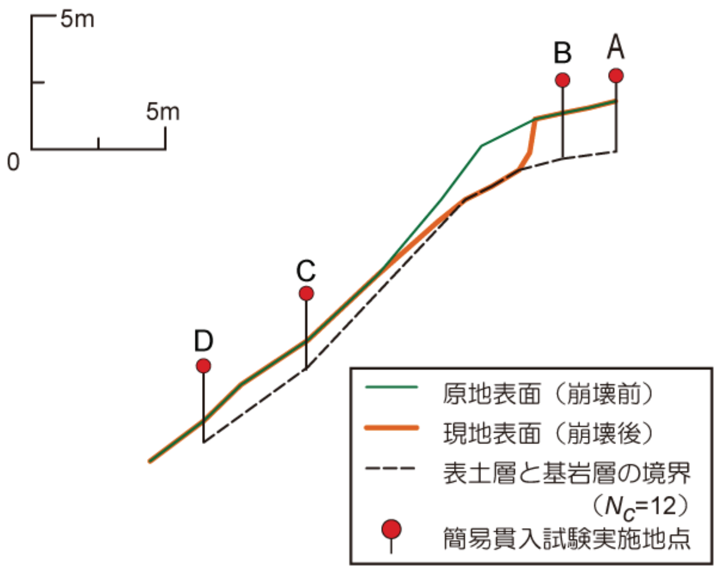
この測線は，兵庫県南部地震後の降雨によって発生した崩壊斜面上に設定した測線である．**図－4.25** に縦断測量ならびに簡易貫入試験より求めた縦断面図分布を示す．この崩壊地は斜面の上方に位置し，基岩面の傾斜は約 45° であり，周囲の地形から縦断形状はほぼ直線型，横断形状も平行型を呈していたと思われる．崩壊深は平均 0.7m であり，すべり面には硬い基岩が見られた．また，この崩壊地周辺では，深さ 0.3m，幅 0.2m，長さ 1m 程度の亀裂が多数見られた．

8) 測線 No. R-4

この測線は，兵庫県南部地震後の降雨によって発生した崩壊斜面上に設定した測線である．**図－4.26** に縦断測量ならびに簡易貫入試験より求めた縦断面図分布を示す．この崩壊地は斜面の上方に位置し，基岩面の傾斜は 40～45° であるが，崩壊上端は約 70° と非常に急傾斜である．縦断形状は周囲の地形から凸型，横断形状は谷頭であるということから谷型を呈していたと思われ，崩壊深は最大 2.5m，平均 2m であった．崩壊上端部には厚い表土層が存在し，風化層が発達していると思われる．また，すべり面は触れると壊れるほどもろかった．



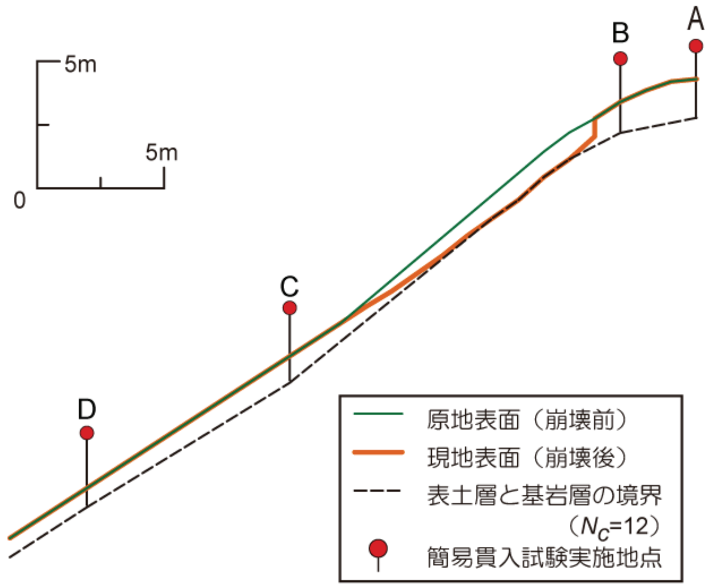
図－4.25　縦断面図（No.R-3）



図－4.26　縦断面図（No.R-4）

9) 測線 No. R-5

この測線は，兵庫県南部地震後の降雨によって発生した崩壊斜面上に設定した測線である．**図－4.27** に縦断測量ならびに簡易貫入試験より求めた縦断面図分布を示す．この崩壊地は斜面の上方に位置し，基岩面の傾斜は約 40°であり，周囲の地形から縦断形状はほぼ直線型，横断形状も平行型を呈していたと思われ，崩壊深は平均 1m であった．一方，崩壊上端部には斜面に比して厚い表土層が存在し，風化層が発達していると思われる．また，すべり面には硬い基岩が見られた．



図－4.27　縦断面図（No.R-5）

10) 測線 No. N-1

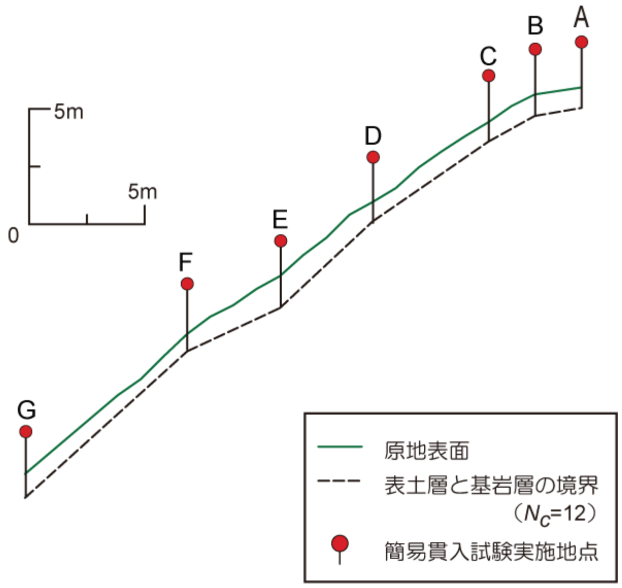
この測線は，非崩壊斜面上に設定した測線である．図－4.28 に縦断測量ならびに簡易貫入試験より求めた縦断面図分布を示す．基岩面の傾斜は約 30° であり，上述した崩壊が発生した斜面と比べて緩傾斜の斜面である．縦断形状は直線型，横断形状は平行型を呈している．表土層深は約 0.8m とほぼ一定であり，薄い表土層が一様に分布している斜面である．

11) 測線 No. N-2

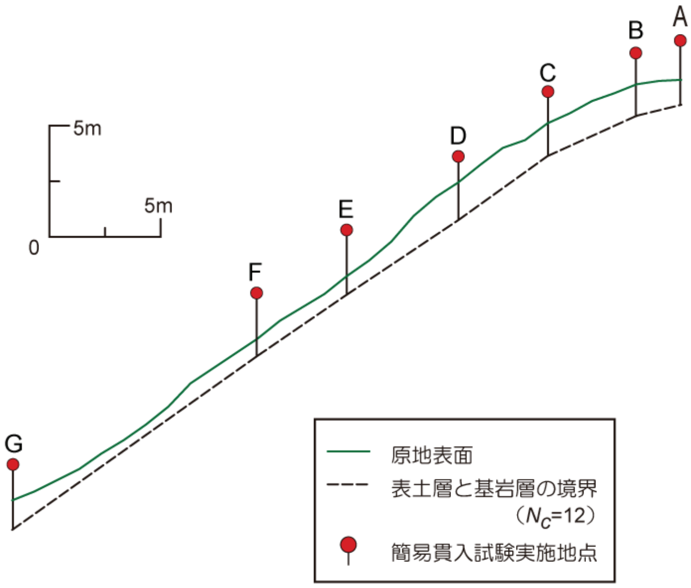
この測線は，非崩壊斜面上に設定した測線である．図－4.29 に縦断測量ならびに簡易貫入試験より求めた縦断面図分布を示す．基岩面の傾斜は約 30° であり，No.N-1 の斜面と同様に，崩壊が発生した斜面と比べて緩傾斜の斜面である．縦断形状は直線型，横断形状は平行型を呈している．表土層深は斜面下部で約 0.8m，斜面上部では約 1.5m と厚く，風化層が発達していると思われる．

12) 測線 No. N-3

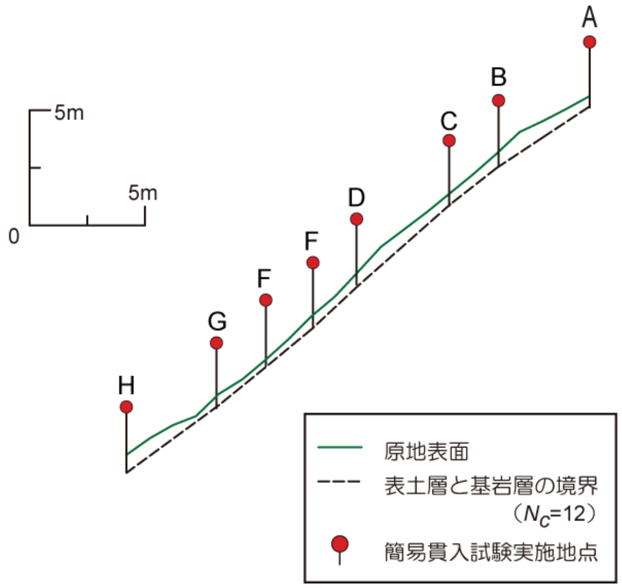
この測線は，非崩壊斜面上に設定した測線である．図－4.30 に縦断測量ならびに簡易貫入試験より求めた縦断面図分布を示す．この斜面は，地震後の降雨により崩壊が発生した斜面 No.R-1 に隣接する斜面（図－4.18a)参照）である．基岩面の傾斜は，約 45° であり，縦断形状は直線型，横断形状は谷型を呈している．表土層深は 0.8m 程度までの薄い表土層が分布している斜面である．



図－4.28　縦断面図（No.N-1）



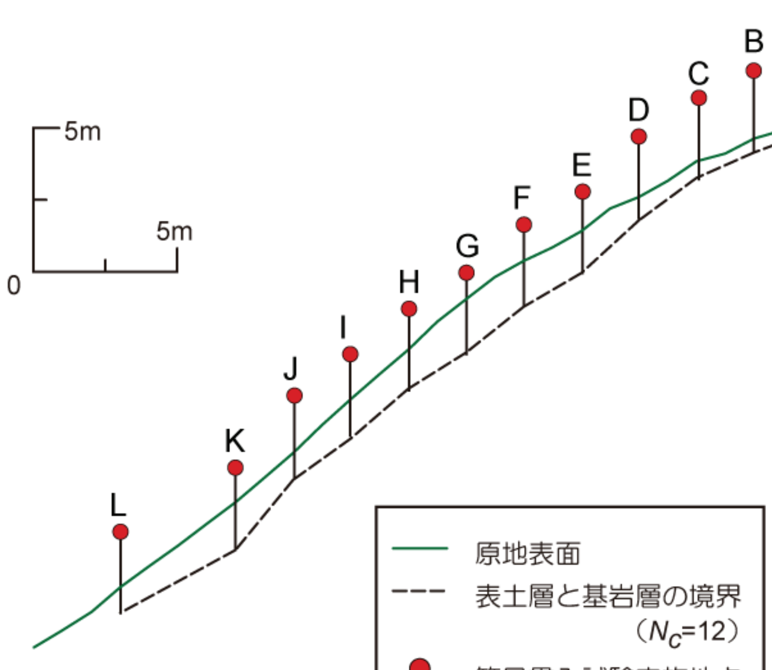
図－4.29　縦断面図（No.N-2）



図－4.30　縦断面図（No.N-3）

13) 測線 No. N-4

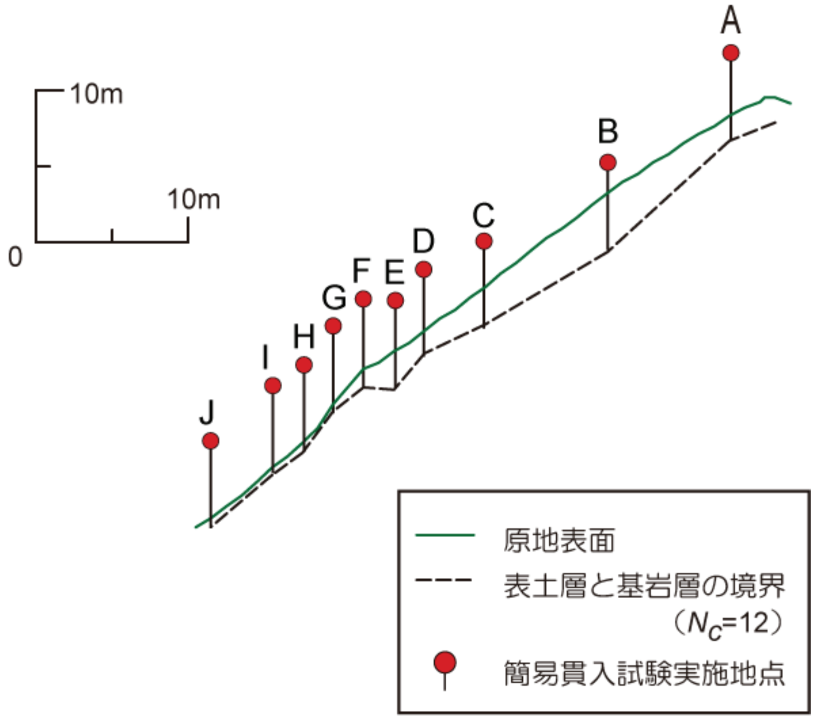
この測線は，非崩壊斜面上に設定した測線である．図－4.31 に縦断測量ならびに簡易貫入試験より求めた縦断面図分布を示す．基岩面の傾斜は，約 40°であり，縦断形状はやや凸型，横断形状は平行型を呈している．表土層深は斜面上部では 0.8m くらいまでの薄い表土層が分布しているが，斜面中部から下部にかけては，約 1.4m から約 1.8m までの厚い表土層が分布している．



図－4.31　縦断面図（No.N-4）

14) 測線 No. N-5

この測線は，非崩壊斜面上に設定した測線である．**図－4.32** に縦断測量ならびに簡易貫入試験より求めた縦断面図分布を示す．この斜面は，地震後の降雨により崩壊した斜面 No.R-5 に隣接する斜面である（**図－4.18a)**参照）．斜面下部に遷急点を有し，縦断形状は凸型，横断形状は，若干の尾根形状である．基岩面の傾斜は，斜面上部および中部においては 30～40° であるが，斜面下部では約 50° の急傾斜斜面である．表土層深は，斜面上部から中部にかけて約 1.5～3.8m の非常に厚い表土層が分布しているが，斜面下部では，約 0.5m の薄い表土層が分布している．



図－4.32　縦断面図（No.N-5）

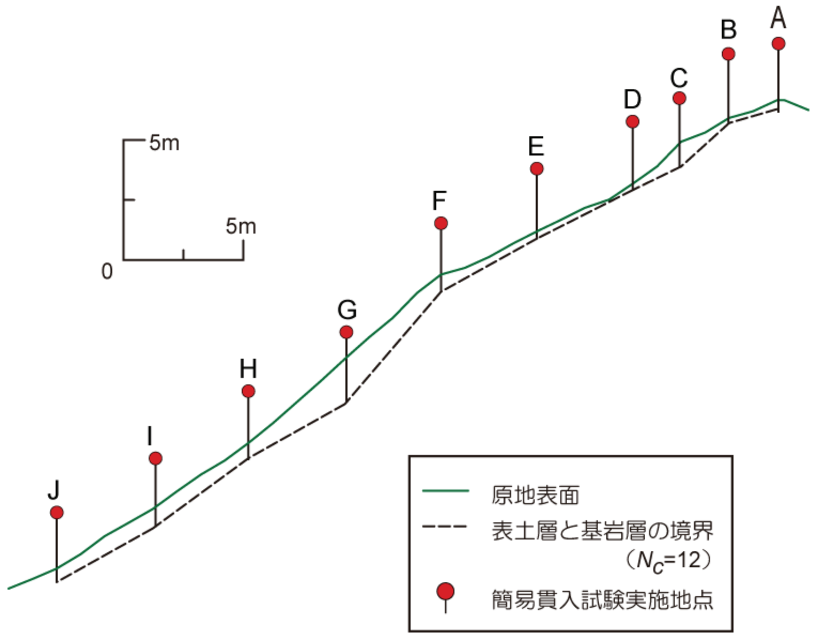
15) 測線 No. N-6

この測線は，非崩壊斜面上に設定した測線である．**図－4.33** に縦断測量ならびに簡易貫入試験より求めた縦断面図分布を示す．この斜面は，地震後の降雨により崩壊した斜面 No.R-2 に隣接する斜面である（**図－4.18a)**参照）．縦断形状は凸型，横断形状は尾根型であった．基岩面の傾斜は，斜面上部においては約 30° であるが，斜面中部において約 45° の傾斜を有している．表土層深は，斜面上部および下部においては 0.5m から 0.8m にかけての薄い表土層が分布しているが，斜面中部では，約 2.0m 程度の厚い表土層が分布している．

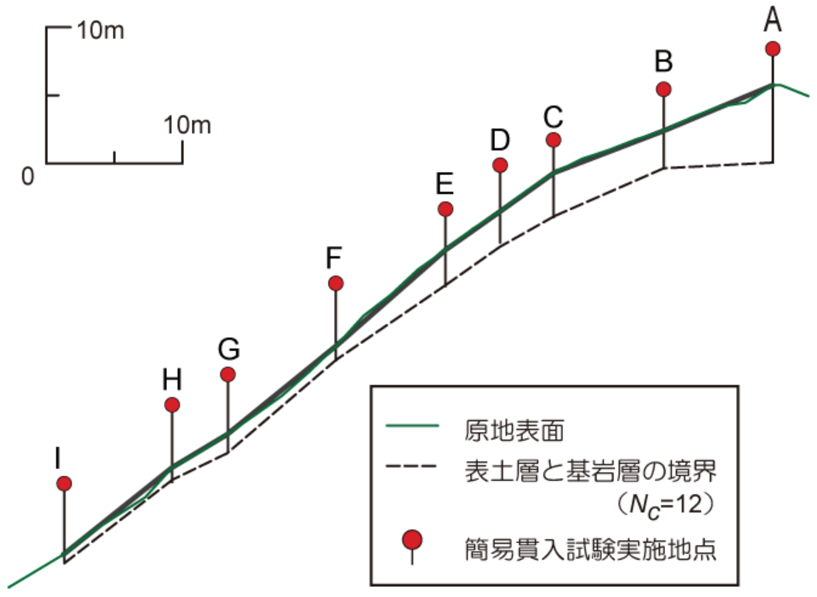
16) 測線 No. N-7

この測線は，非崩壊斜面上に設定した測線である．**図－4.34** に縦断測量ならびに簡易貫入試験より求めた縦断面図分布を示す．この斜面は，地震時ならびに地震後の降雨時にも崩壊に至らなかった斜面 No.N-2 と同じ尾根に接する斜面である（**図－4.18a)**参照）．縦断

形状はほぼ直線型，横断形状は平行型であった．基岩面の傾斜は，斜面肩ではほぼ水平で，斜面中部から斜面下部にかけては約 40°である．表土層深は，斜面肩では約 2.8m の厚い表土層が分布しているが，斜面中部から斜面下部にかけて 1.5m から 0.5m へと次第に薄い分布になっている．



図－4.33　縦断面図（No.N-6）



図－4.34　縦断面図（No.N-7）

以上の各測線の現地調査結果をまとめたものを**表－4.2** に示す．**表－4.2** より，兵庫県南部地震によって発生した崩壊地（No.E-1～E-4）は，３．２節に示したように，いずれも凸型の縦断形状を示す場所で発生しており，また，基岩面傾斜は約 45°と急傾斜の場所であ

ったことが分かる．地震後の降雨によって発生した崩壊地（No.R-1～R-5）は，４．２節に示したように，凸型や直線型の縦断形状，横断形状は No.R-4 を除いて尾根型や平行型の場所で発生しており，また，基岩面傾斜も地震時の崩壊斜面とほぼ同様に 40～45°と急傾斜の場所であったことが分かる．一方，非崩壊斜面（No.N-1～N-7）は，縦横断形状は様々であり，基岩面傾斜は，45°の急傾斜の斜面もあるが，30～40°と崩壊斜面に比してやや緩傾斜である．

表－4.2　現地調査結果のまとめ

測線 No.	地形形状		基岩面傾斜
	縦断形状	横断形状	
E-1	凸型	尾根型	45°
E-2	凸型	平行型	40～45°
E-3	凸型	谷型	45°
E-4	凸型	平行型	45～50°
R-1	凸型	尾根型	40～45°
R-2	凸型	尾根型	35～40°
R-3	直線型	平行型	45°
R-4	凸型	谷型	40～45°
R-5	直線型	平行型	40°
N-1	直線型	平行型	30°
N-2	直線型	平行型	30°
N-3	直線型	谷型	45°
N-4	凸型	平行型	40°
N-5	凸型	尾根型	30～40°
N-6	凸型	尾根型	30～45°
N-7	直線型	谷型	45°

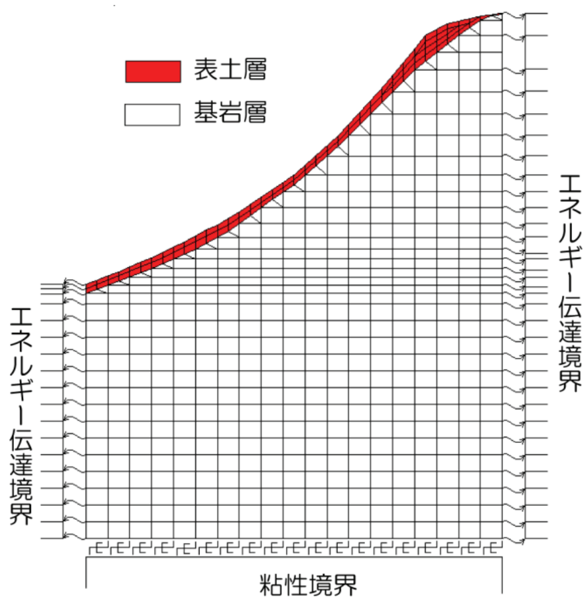
４．３．３　斜面崩壊地ならびに非崩壊地を対象とした地震応答解析 [21)]

上述した兵庫県南部地震およびその後の降雨により崩壊した斜面ならびに非崩壊斜面上に設定した測線を対象として地震応答解析を行い，これらの解析断面内における地震応答値を求める．なお，本研究では地震応答解析コードとして，2 次元動的有限要素法解析「Super FLUSH/2D」[23)]を用いた．各解析断面において地震応答解析を行うためには，解析モデル，入力地震動ならびに入力物性値が必要となる．以下にそれぞれの設定方法を述べる．

（１）解析モデル

解析モデルは，上述した現地調査結果を基に，表土層と基岩層からなる 2 層モデルとして作成し，解析モデルの側面境界条件としてエネルギー伝達境界を，底面境界条件として

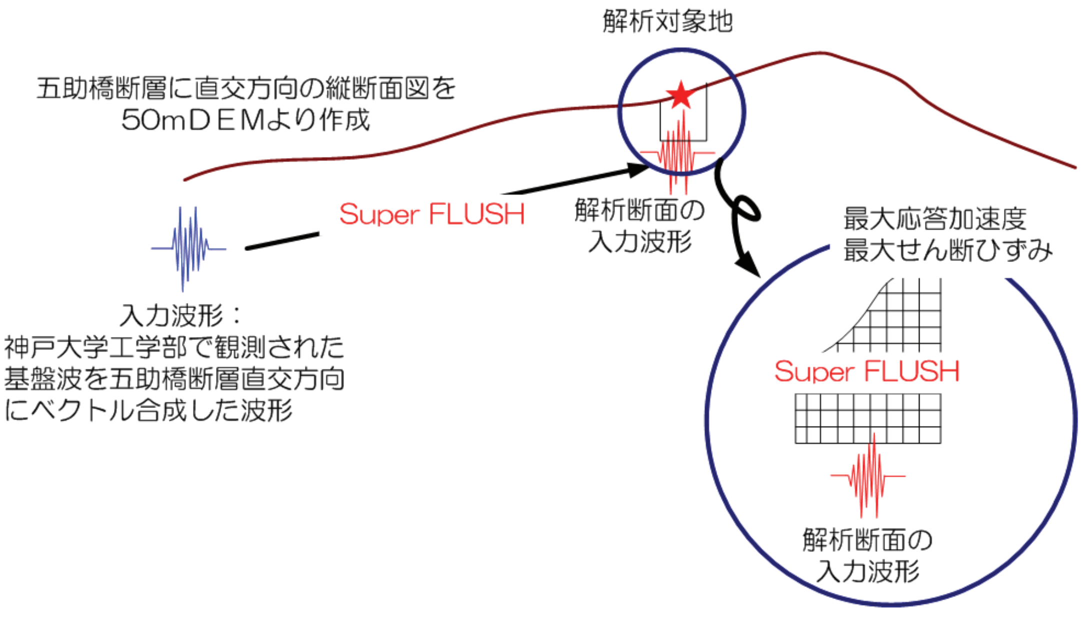
粘性境界をそれぞれ用いた（図－4.35 参照）.



図－4.35　地震応答解析に用いる FEM メッシュならびに境界条件

（２）入力地震動

入力地震動は，当然のことながら対象とした解析断面の近傍で観測された波形を用いることが望ましい．しかし，兵庫県南部地震当時，解析対象地である五助橋地区近傍には観測点が設置されておらず，観測波形を用いることができない．そこで，解析断面を含みかつ五助橋断層に直交する縦断面モデルを対象とした地震応答解析により，各測線に入力する地震動波形を求めることとした．



図－4.36　地震応答解析の概念図

具体的には，**図－4.36**に示すように，五助橋断層に直交する縦断面モデルを前述した50m格子の数値標高モデル[12]を用いて作成し，入力波形として神戸大学工学部で観測された基盤波形を五助橋断層直行方向にベクトル変換した波形を用いて，「Super FLUSH/2D」[23]により，解析断面毎に用いる入力地震動波形を算定することとした．なお，上述したようにいくつかの測線は隣接した斜面上に設定しているため，その場合は同一の入力地震動波形を用いることとした．

（３）入力物性値

地震応答解析に必要な入力物性値は，現地調査結果ならびに既往の文献を設定した．

・単位体積重量

表土層，基岩層の単位体積重量◎$_t$を既往の文献[24),25]を参考にして設定した．

・せん断波速度，初期せん断剛性

岡田ら[26]は簡易貫入試験結果であるN_C値と標準貫入試験結果であるN値との関係を式（4.1）のように求めている．また，N値とせん断波速度V_sの関係は，式（4.2）[27]のように表せる．そこで，本研究では表土層のせん断波速度V_sを対象斜面で測定した表土層内の平均N_C値から，これらの式を用いて求めることとした．一方，基岩層のせん断波速度V_sは既往の文献[28),29]を参考にして設定した．また，各層の初期せん断剛性G_0は式（4.3）より求めた．

N_C＞４のとき　砂質土：$N=1.1+0.30N_C$　（4.1a）

N_C≦４のとき　砂質土：$N=0.66N_C$　（4.1b）

$$V_s = 91 \times N^{0.337} \quad (4.2)$$

$$G_0 = \frac{\gamma_t}{g} \cdot V_s^2 \quad (4.3)$$

ここで，g：重力加速度（=9.81m/s）

・ポアソン比

表土層，基岩層のポアソン比νを既往の文献[29),30]を参考にして設定した．

・初期減衰定数

表土層，基岩層の初期減衰定数h_0を既往の文献[31]を参考にして設定した．

・せん断剛性率および減衰定数のひずみ依存性

既往の文献[32]を参考に，表土層および基岩層のG/G_0～γ，h～γ曲線を設定した．

以上の方法で設定した入力物性値を**表－4.3**，**4.4**，**図－4.37**に示す．なお，**表－4.3**は，

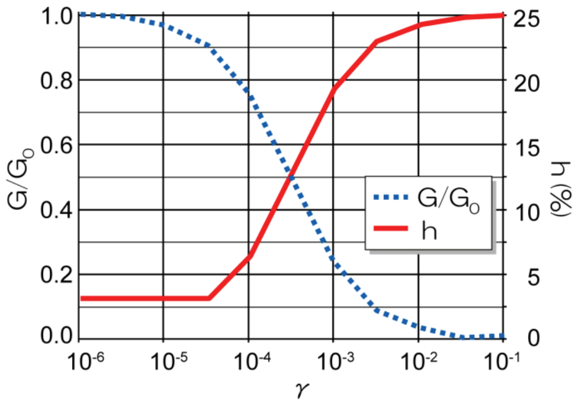
解析断面毎に用いる入力地震動波形を算定するために行った地震応答解析に用いた物性値であり，せん断剛性率および減衰定数のひずみ依存性は考慮しなかった．

表－4.3　入力物性値

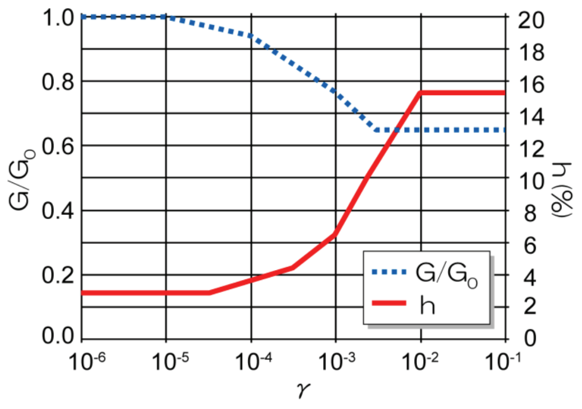
単位体積重量 γ_t (kN/m^3)	せん断波速度 V_s(m/s)	初期せん断剛性 G_0 (MPa)	ポアソン比 ν	初期減衰定数 h_0(%)
25.48	1,500	5,880	0.19	1.0

表－4.4　解析断面毎の表土層ならびに基岩層の入力物性値

物性値／測線 No.	土層	単位体積重量 γ_t (kN/m^3)	せん断波速度 V_s(m/s)	初期せん断剛性 G_0 (MPa)	ポアソン比 ν	初期減衰定数 h_0(%)
E-1	表土層	14.41	134	26.5	0.39	3.0
E-2			129	24.5		
E-3			124	23.5		
E-4			124	23.5		
R-1			116	19.6		
R-2			129	24.5		
R-3			116	19.6		
R-4			122	21.6		
R-5			141	29.4		
N-1			143	30.4		
N-2			141	29.4		
N-3			115	19.6		
N-4			141	29.4		
N-5			141	29.4		
N-6			129	24.5		
N-7			141	29.4		
-	基岩層	22.54	500	575.3	0.19	3.0



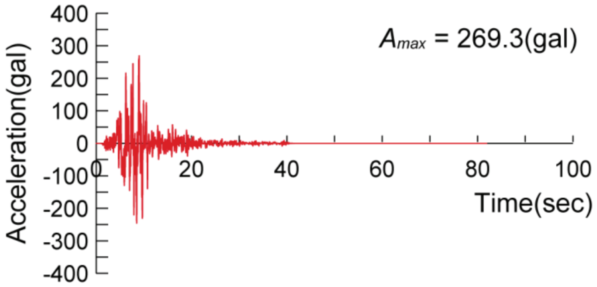
a)　表土層



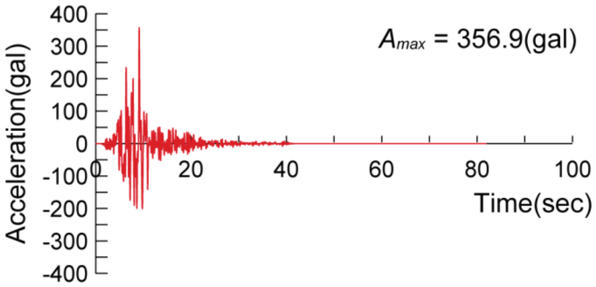
b)　基岩層

図－4.38　G/G_0～γ，h～γ 曲線 [32)]

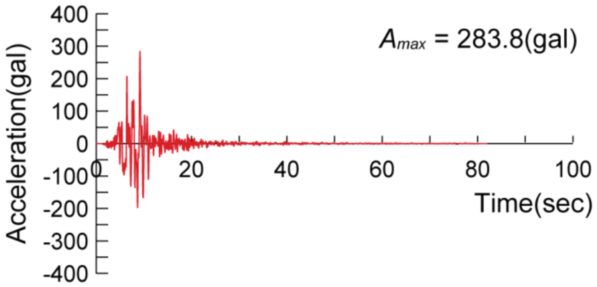
また，**表－4.2** に示した入力物性値を用いて算定した解析断面毎に用いる入力地震動波形を**図－4.39** に示す．



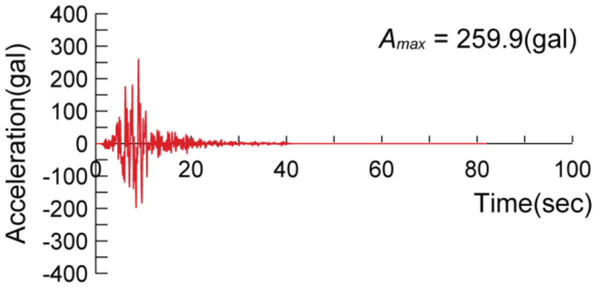
a)　測線 No.E-1



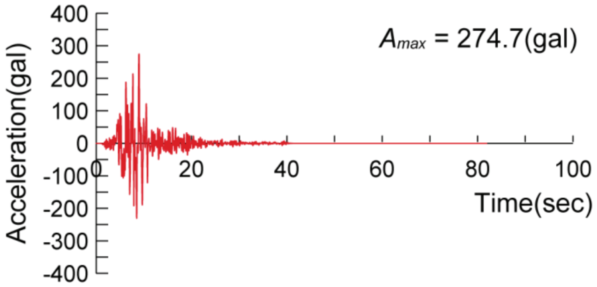
b)　測線 No.E-2，E-4



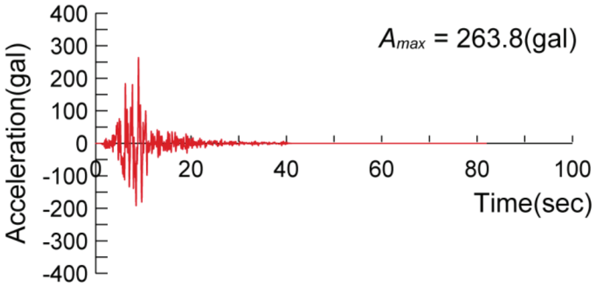
c)　測線 No.E-3



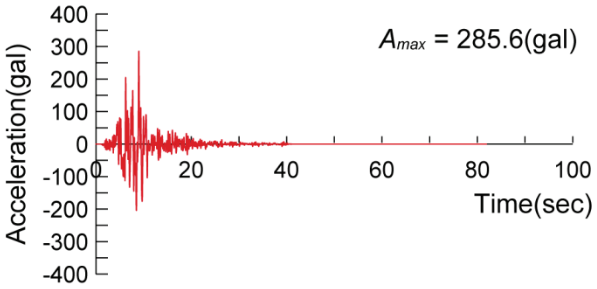
d)　測線 No.R-1，N-1，N-3



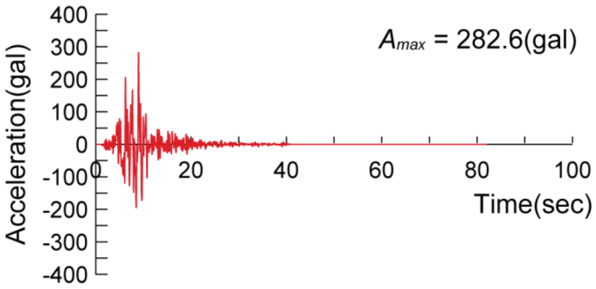
e)　測線 No.R-2，N-6



f)　測線 No.R-3

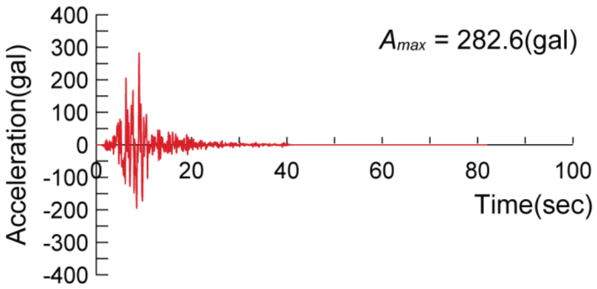


g)　測線 No.R-4

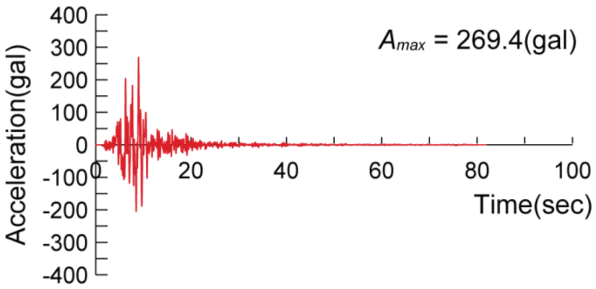


h)　測線 No.R-5，N-5

図－4.38　解析断面毎に用いる入力地震動波形



i)　測線 No.N-2，N-7



j)　測線 No.N-4

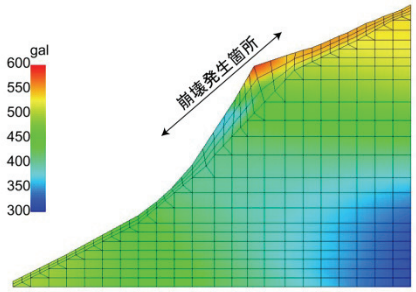
図－4.38　解析断面毎に用いる入力地震動波形（つづき）

（４）地震応答解析結果

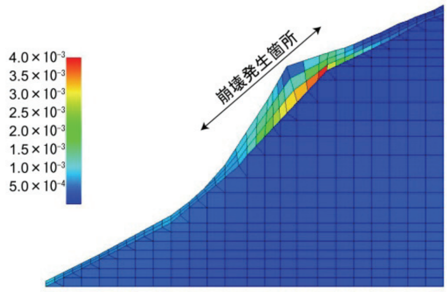
解析断面毎の地震応答解析の結果得られた各節点の最大応答加速度分布図と各要素の最大せん断ひずみの最大値（以下，単に最大せん断ひずみと称する）分布図を**図－4.39～4.54** に示す．

1) 測線 No. E-1

図－4.39a)に示した最大応答加速度分布図を見ると，斜面中腹部の遷急点付近から斜面上部にかけて大きな応答加速度が算定されており，遷急点付近では最大値の 585gal を示した．また，**図－4.39b)**に示した最大せん断ひずみ分布図では，崩壊発生箇所の上端における地表面形状が遷急点を示す表土層が厚い箇所において，基岩層と表土層の境界付近に 1.0 $\times 10^{-3}$ 以上のせん断ひずみが発生し，最大値は 3.9×10^{-3} であった．



a)　最大応答加速度分布

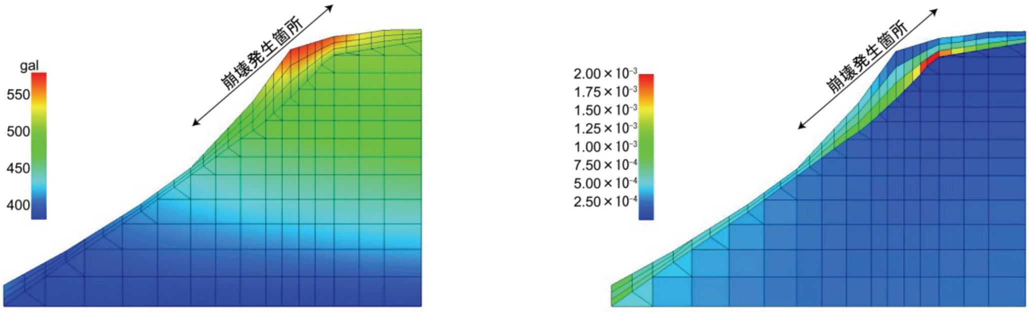


b)　最大せん断ひずみ分布図

図－4.39　地震応答解析結果（測線 No.E-1）

2) 測線 No. E-2

図－4.40a)に示した最大応答加速度分布図を見ると，斜面上部の遷急点付近において大きな応答加速度が算定されており，遷急点付近では最大値の 572gal を示した．また，**図－4.40b)**に示した最大せん断ひずみ分布図では，崩壊発生箇所の上端における地表面形状が遷急点を示す表土層が厚い箇所において，基岩層と表土層の境界付近に 1.0×10^{-3} 以上の最大せん断ひずみが発生し，崩壊発生地上端では最大値 2.1×10^{-3} の最大せん断ひずみが発生している．

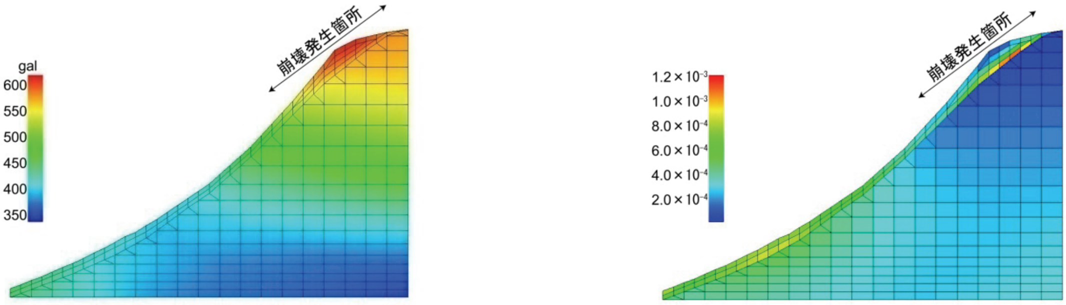


a)　最大応答加速度分布　　　　b)　最大せん断ひずみ分布図

図－4.40　地震応答解析結果（測線 No.E-2）

3) 測線 No. E-3

図－4.41a)に示した最大応答加速度分布図を見ると，斜面上部で大きな応答加速度が算定されており，さらに遷急点付近では，600gal を超える応答加速度が算定され，最大値は 611gal であった．また，**図－4.41b)**に示した最大せん断ひずみ分布図では，崩壊発生箇所の上端における地表面形状が遷急点を示す表土層が厚い箇所において，基岩層と表土層の境界付近に 8.0×10^{-4} 以上のせん断ひずみが発生し，最大値は 1.1×10^{-3} であった．

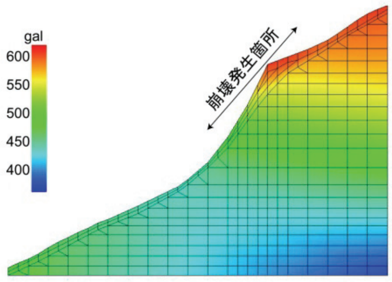


a)　最大応答加速度分布　　　　b)　最大せん断ひずみ分布図

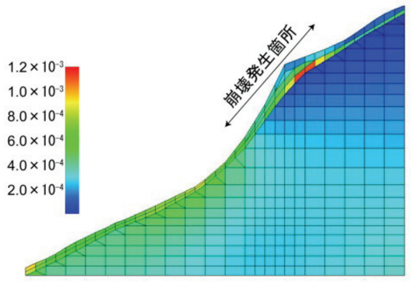
図－4.41　地震応答解析結果（測線 No.E-3）

4) 測線 No. E-4

図－4.42a)に示した最大応答加速度分布図を見ると，地表面の遷急点および頂部で最大応答加速度 607gal が算定されている．また，**図－4.42b)**に示した最大せん断ひずみ分布図では，測線 No.E-3 と同様に，崩壊発生箇所の上端における地表面形状が遷急点を示す表土層が厚い箇所において，8.0×10^{-4} 以上のせん断ひずみが発生し，最大値は 1.1×10^{-3} であった．



a)　最大応答加速度分布

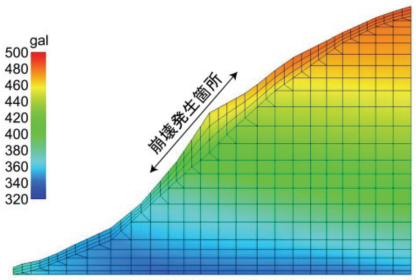


b)　最大せん断ひずみ分布図

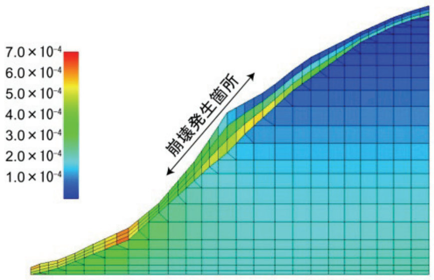
図－4.42　地震応答解析結果（測線 No.E-4）

5)測線 No.R-1

図－4.43a)に示した最大応答加速度分布図を見ると，遷急点付近から斜面頂部にかけて 450gal を超える応答加速度が算定されているが，上述した 4 測線とは異なり，遷急線では最大値を示さず，斜面頂部で最大値 486gal を示した．また，**図－4.43b)**に示した最大せん断ひずみ分布図では，崩壊発生位置の基岩と表層の境界付近に 4.0×10^{-4} 以上の最大せん断ひずみが生じ，崩壊発生地上端付近では 5.0×10^{-4} 以上の最大せん断ひずみが発生している．また，斜面下端部の遷緩点付近でも 5.0×10^{-4} 以上の最大せん断ひずみが発生している．



a)　最大応答加速度分布

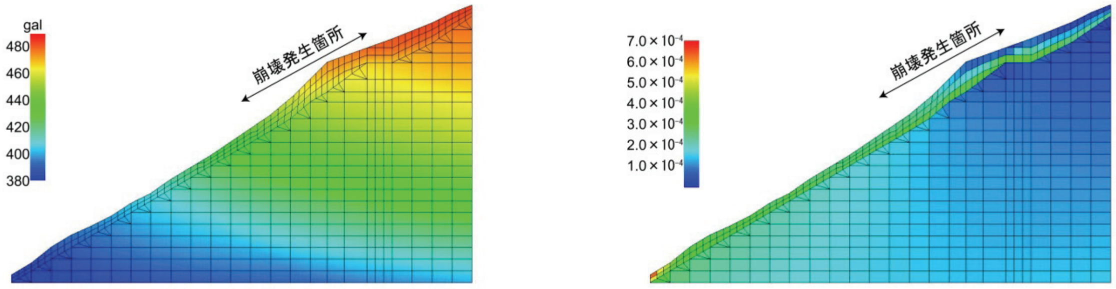


b)　最大せん断ひずみ分布図

図－4.43　地震応答解析結果（測線 No.R-1）

6)測線 No.R-2

図－4.44a)に示した最大応答加速度分布図を見ると，地表面の遷急点付近から斜面上部にかけて大きな応答加速度が算定されており，斜面頂部で最大値 484gal を示した．また，**図－4.44b)**に示した最大せん断ひずみ分布図では，斜面全体の基岩と表層の境界付近に 3.0×10^{-4} 以上の最大せん断ひずみが生じ，崩壊発生箇所ではやや大きい 5.0×10^{-4} 以上の最大せん断ひずみが発生している．

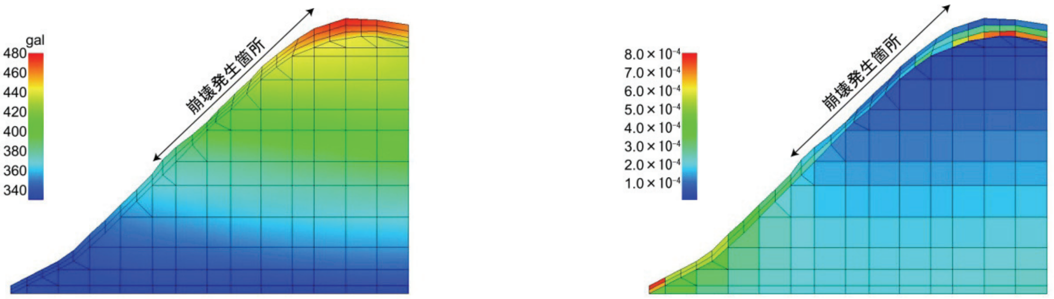


a)　最大応答加速度分布　　　　　　b)　最大せん断ひずみ分布図

図－4.44　地震応答解析結果（測線 No.R-2）

7) 測線 No. R-3

図－4.45a)に示した最大応答加速度分布図を見ると，この斜面では明瞭な遷急点がないことから，斜面頂部で 450gal 以上の応答加速度が算定されており，最大値は崩壊発生箇所の上部で 476gal であった．また，図－4.45b)に示した最大せん断ひずみ分布図では，崩壊発生箇所の上部における表土層が厚い箇所で 6.0×10^{-4} 以上の最大せん断ひずみが発生し，最大値は 7.6×10^{-4} であった．



a)　最大応答加速度分布　　　　　　b)　最大せん断ひずみ分布図

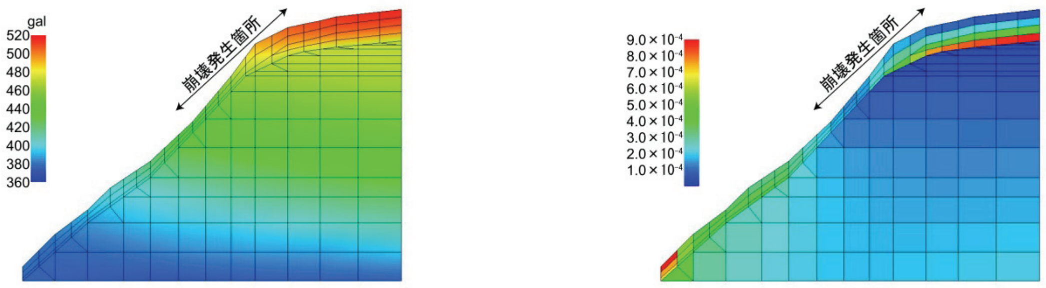
図－4.45　地震応答解析結果（測線 No.R-3）

8) 測線 No. R-4

図－4.46a)に示した最大応答加速度分布図を見ると，斜面上部の遷急点付近から頂部にかけて 480gal 以上の応答加速度が算定されており，最大値は崩壊発生箇所の上部で 514gal であった．また，図－4.46b)に示した最大せん断ひずみ分布図では，測線 No.R-3 と同様に，崩壊発生箇所の上部の表土層が厚い箇所において 7.0×10^{-4} 以上の最大せん断ひずみが発生し，最大値は 8.8×10^{-4} であった．

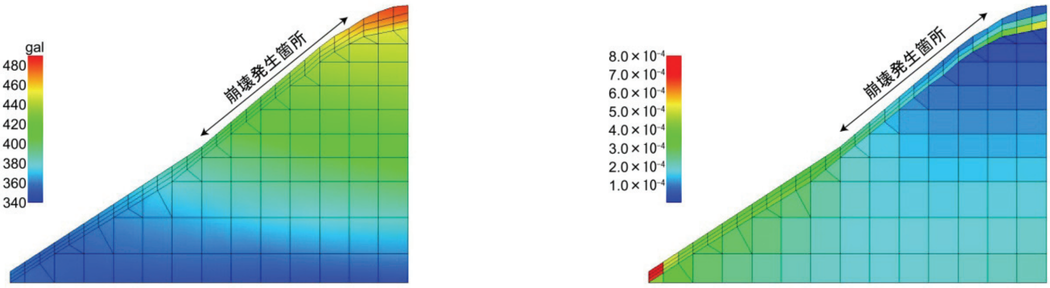
9) 測線 No. R-5

図－4.47a)に示した最大応答加速度分布図を見ると，斜面頂部付近で 450gal 以上の応答加速度が算定されており，最大値は崩壊発生箇所の上部で 482gal であった．また，図－4.47b)に示した最大せん断ひずみ分布図では，崩壊発生箇所の中央部では 2.0×10^{-4} 程度の最大せん断ひずみしか発生していないが，斜面頂部では最大値は 5.5×10^{-4} の最大せん断ひずみが発生している．



a)　最大応答加速度分布　　　　　b)　最大せん断ひずみ分布図

図－4.46　地震応答解析結果（測線 No.R-4）

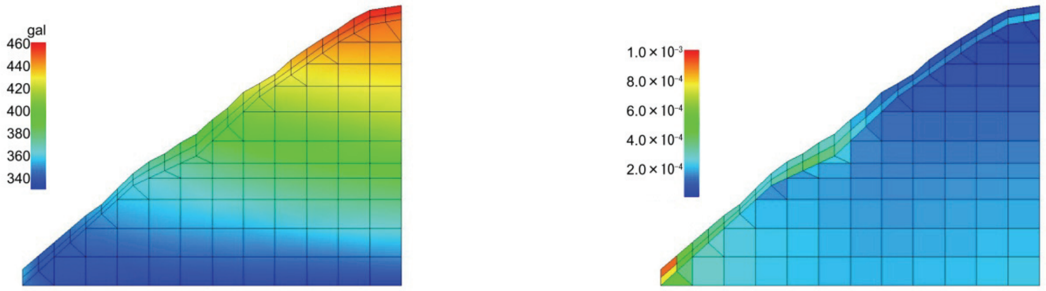


a)　最大応答加速度分布　　　　　b)　最大せん断ひずみ分布図

図－4.47　地震応答解析結果（測線 No.R-5）

10) 測線 No. N-1

図－4.48a)に示した最大応答加速度分布図を見ると，斜面上方に進むにつれて加速度が増幅されており，斜面頂部で最大値 456gal を示している．また，図－4.48b)に示した最大せん断ひずみ分布図では，斜面上部では最大でも 2.0×10^{-4} 程度の最大せん断ひずみしか発生しておらず，斜面中央部付近から下流部にかけて 5.0×10^{-4} を超える最大せん断ひずみが発生している．また，斜面最下流部で 8.0×10^{-4} 以上の最大せん断ひずみが発生しているが，境界条件の影響と思われる．

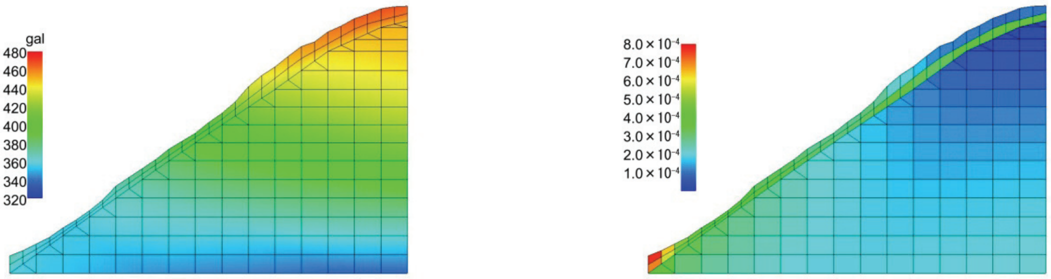


a)　最大応答加速度分布　　　　　b)　最大せん断ひずみ分布図

図－4.48　地震応答解析結果（測線 No.N-1）

11) 測線 No. N-2

図－4.49a)に示した最大応答加速度分布図を見ると，測線 No.N-1 と同様に，斜面上方に進むにつれて加速度が増幅されており，斜面頂部で最大値 468gal を示している．また，**図－4.49b)**に示した最大せん断ひずみ分布図では，斜面全体の基岩と表層の境界付近に 3.0×10^{-4} 程度の最大せん断ひずみが生じている．また，斜面最下流部で 6.0×10^{-4} 以上の最大せん断ひずみが発生しているが，境界条件の影響と思われる．

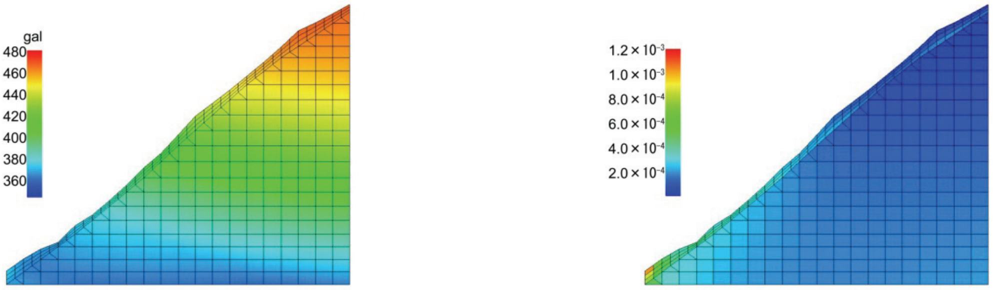


a)　最大応答加速度分布　　　b)　最大せん断ひずみ分布図

図－4.49　地震応答解析結果（測線 No.N-2）

12) 測線 No. N-3

図－4.50a) に示した最大応答加速度分布図を見ると，斜面上方に進むにつれ応答加速度が増幅されており，斜面頂部で最大応答加速度 468gal が算定されている．また，上述した 2 測線（地震時に崩壊が発生した斜面上の測線）と比較すると，100gal 以上も小さく，この斜面では，これら 2 斜面のような明瞭な遷急点は見られない．一方，**図－4.50b)**に示した最大せん断ひずみ分布図では，斜面下流部の表土層が厚い箇所にて 6.0×10^{-4} 以上のせん断ひずみが発生しており，斜面上方から斜面中央部にかけての表土層と基岩の境界には，1.0×10^{-4}～4.0×10^{-4} のせん断ひずみが発生している．



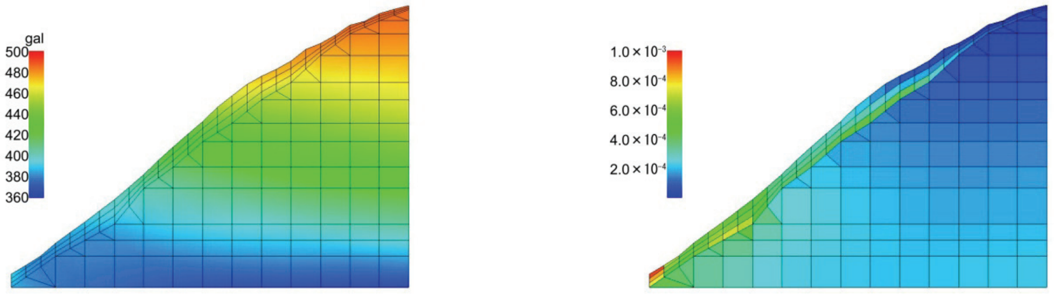
a)　最大応答加速度分布　　　b)　最大せん断ひずみ分布図

図－4.50　地震応答解析結果（測線 No.N-3）

13) 測線 No. N-4

図－4.51a) に示した最大応答加速度分布図では，斜面上方に進むにつれ加速度が増幅されており，斜面頂部で最大応答加速度 487gal が算定され，測線 No. N-3 と同様の分布傾向を示している．一方，**図－4.51b)**に示した最大せん断ひずみ分布図では，斜面中央部の表

土層と基岩の境界には 2.0×10^{-4}～5.0×10^{-4} のせん断ひずみが，斜面下流部の表土層が厚い所で 7.0×10^{-4} 発生している．また，斜面最下流部で 1.0×10^{-3} 以上のせん断ひずみが発生しているが，境界条件の影響と思われる．

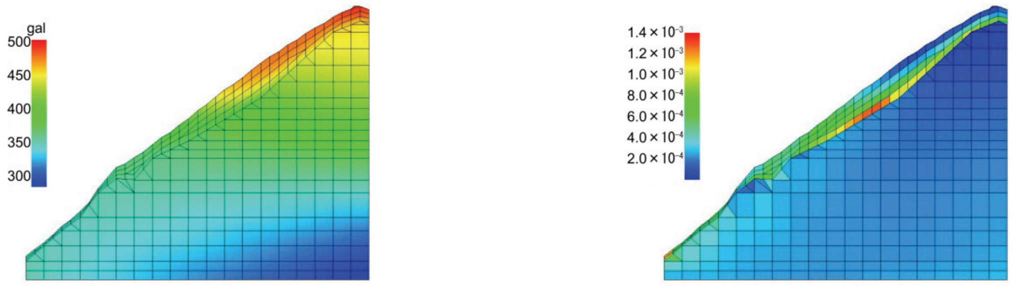


a)　最大応答加速度分布　　　　b)　最大せん断ひずみ分布図

図－4.51　地震応答解析結果（測線 No.N-4）

14) 測線 No. N-5

図－4.52a) に示した最大応答加速度分布図では，斜面中央部から斜面上方の表土層部で加速度が増幅されており，斜面頂部で最大応答加速度 492gal が算定されている．また，斜面下方の遷急点においては加速度増幅が認められなかった．また，**図－4.52b)**に示した最大せん断ひずみ分布図では，斜面肩から斜面中央部にかけての基岩と表土層の境界に 7.0×10^{-4} 以上のせん断ひずみが発生し，表土層が厚い場所では 1.0×10^{-3} 以上のせん断ひずみが発生している．



a)　最大応答加速度分布　　　　b)　最大せん断ひずみ分布図

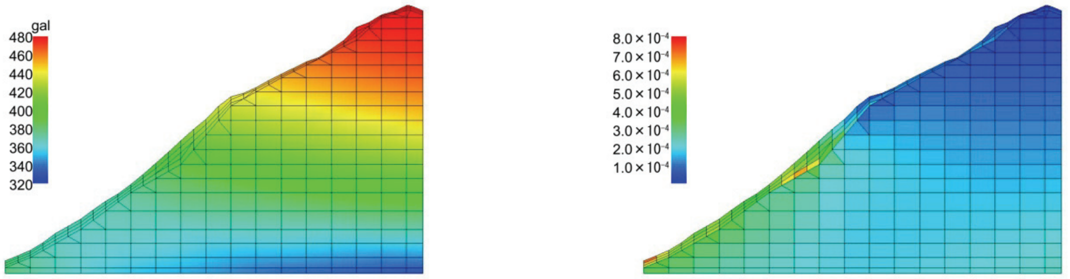
図－4.52　地震応答解析結果（測線 No.N-5）

15) 測線 No. N-6

図－4.53a) に示した最大応答加速度分布図では，斜面上方に進むにつれ加速度が増幅されており，斜面頂部で最大応答加速度 479gal が算定されている．また，**図－4.53b)**に示した最大せん断ひずみ分布図では，斜面中央部の遷急点から上流部にかけては大きなせん断ひずみが生じておらず，遷急点から下流部のやや表土層が厚い箇所において，表土層と基岩の境界に 5.5×10^{-4} 以上のせん断ひずみが発生している．

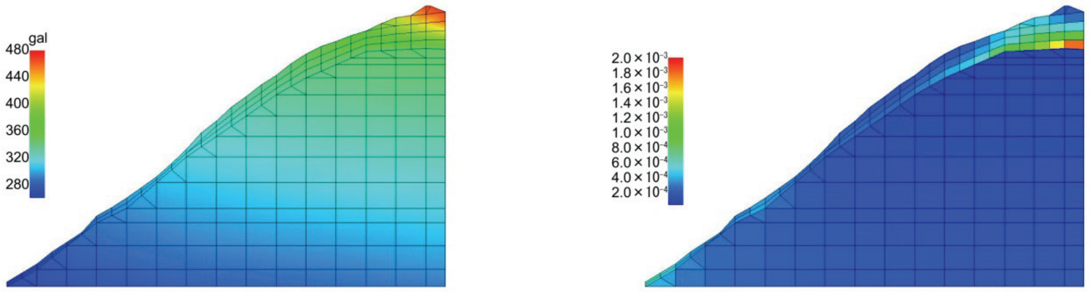
16) 測線 No. N-7

図－4.54a) に示した斜面上方の進むにつれ加速度が増幅されているが，他の測線に比してその増幅傾向は小さく，斜面頂部で最大応答加速度 467gal が算定されている．また，**図－4.54b)**に示した最大せん断ひずみ分布図では，斜面頂部の表土層が厚い箇所において，表土層と基岩の境界に 1.0×10^{-3} 以上のせん断ひずみが発生している．



a)　**最大応答加速度分布**　　　b)　**最大せん断ひずみ分布図**

図－4.53　地震応答解析結果（測線 No.N-6）



a)　**最大応答加速度分布**　　　b)　**最大せん断ひずみ分布図**

図－4.54　地震応答解析結果（測線 No.N-7）

以上の結果をまとめたものを**表－4.5** に示す．**表－4.5** より，最大応答加速度は，地震時における崩壊斜面では他の斜面より大きな加速度分布域を示し，崩壊発生箇所である地表面の遷急点において最大値が算定されている．地震後の降雨により崩壊した斜面では，崩壊発生箇所の上部もしくは斜面頂部の地表面で最大値を，一方，非崩壊斜面では，斜面上方の地表面において最大値を示した．また，最大応答加速度の値は，概ね地震時崩壊斜面＞地震後崩壊斜面＞非崩壊斜面の傾向を示し，地震により崩壊した斜面で大きく，非崩壊斜面では小さいという結果であった．また，基岩内の応答加速度は標高に応じて増幅されていく傾向が見られた．表土層内においては，表土層が厚い地点や地表面の形状が遷急点を形成している地点において応答加速度は増幅する傾向が見られた．

一方，最大せん断ひずみは，表土層と基岩の境界において概ね 1.0×10^{-4} のオーダーの値が見られるが，地震時の崩壊斜面の崩壊発生箇所では 1.0×10^{-3} 以上の最大せん断ひずみが算定されている．また，地震後の降雨により崩壊した斜面では，地震時の崩壊斜面に比して小さい 5.0×10^{-4} 程度の最大せん断ひずみが崩壊発生箇所で算定されていた．このひずみ

のレベルは大ひずみまたは中ひずみと呼ばれる範囲であり，破壊には至らないが部分的亀裂など何らかの変形が生じはじめるひずみの大きさ [33] といえる．一方，非崩壊斜面でも地震後の降雨により崩壊した斜面と同程度の最大せん断ひずみが生じている箇所もみられる．また，大きな最大せん断ひずみが発生している地点は，表土層が厚い地点や基岩面の形状が遷急点を形成している地点であったといえる．

以上のことから，兵庫県南部地震により崩壊が発生していた斜面では，斜面内でも特に地震動が大きく作用した場所において崩壊が発生していたといえる．また，その後の降雨により崩壊が発生した斜面でも，地震によって崩壊した箇所と比較すると小さいが，斜面内において地震動の影響を大きく受けた箇所で崩壊が発生していたといえる．一方，非崩壊斜面では，崩壊斜面に比して地震動の影響が小さい場合と崩壊斜面と同程度の地震動が作用している場合が見られ，後者の場合は斜面傾斜，降雨の集水性，植生といった他の要因により，地震動の影響を受けたにもかかわらず，地震後の降雨により崩壊には至らなかったと思われる．また，斜面内における最大応答加速度や最大せん断ひずみの応答特性には斜面形状や表土層分布が影響していると考えられる．

表－4.5　地震応答解析結果のまとめ

測線 No.	最大応答加速度(gal)		最大せん断ひずみ	
	分布	最大値の出現位置	分布	最大値の出現位置
E-1	317～585	崩壊発生箇所の遷急点	2.5×10^{-5}～3.9×10^{-3}	崩壊発生箇所の上端
E-2	380～572	崩壊発生箇所の遷急点	2.4×10^{-5}～2.1×10^{-3}	崩壊発生箇所の上端
E-3	357～611	崩壊発生箇所の遷急点	1.5×10^{-5}～1.1×10^{-3}	崩壊発生箇所の上端
E-4	374～607	崩壊発生箇所の遷急点	1.6×10^{-5}～1.1×10^{-3}	崩壊発生箇所の上端
R-1	339～486	斜面頂部	1.5×10^{-5}～6.2×10^{-4}	崩壊発生箇所
R-2	383～484	斜面頂部	1.5×10^{-5}～6.3×10^{-4}	崩壊発生箇所
R-3	334～476	崩壊発生箇所の上部	1.4×10^{-5}～7.6×10^{-4}	崩壊発生箇所の上部
R-4	372～514	崩壊発生箇所の上部	2.5×10^{-5}～8.8×10^{-4}	崩壊発生箇所の上部
R-5	348～482	斜面頂部	2.1×10^{-5}～8.0×10^{-4}	斜面頂部
N-1	334～456	斜面頂部	1.8×10^{-5}～7.0×10^{-4}	斜面中央部
N-2	338～468	斜面頂部	1.8×10^{-5}～5.0×10^{-4}	斜面全体
N-3	338～468	斜面頂部	9.5×10^{-6}～1.0×10^{-3}	下流部の表土層が厚い所
N-4	367～487	斜面頂部	1.3×10^{-5}～7.0×10^{-4}	下流部の表土層が厚い所
N-5	280～492	斜面頂部	1.7×10^{-5}～1.3×10^{-3}	中央部の表土層が厚い所
N-6	331～479	斜面頂部	6.4×10^{-6}～7.1×10^{-4}	中央部の表土層が厚い所
N-7	271～467	斜面頂部	2.8×10^{-5}～1.8×10^{-3}	斜面頂部

４．３．４　地震動応答特性に及ぼす地形形状ならびに表土層厚の影響 [21]

前項では，兵庫県南部地震後の降雨により崩壊した斜面では，斜面内において最大応答加速度や最大せん断ひずみの大きい場所で崩壊が発生していたことから，斜面内において

地震動の影響を大きく受けた箇所で崩壊が発生していたことを述べた．また，最大応答加速度や最大せん断ひずみの大きい場所は，地形形状が遷急点を形成している地点や表土層が厚い地点であり，斜面内の地震動応答特性には斜面形状や表土層分布が影響していることについても述べた．このように，斜面上部の凸部で地震動が増幅される現象は「地形効果」とよばれ，地震時には凸型の地形形状を有する斜面において崩壊が発生しやすい原因となっている．このような地形効果に関しては，安田ら[34)]も五助橋地区の地震時崩壊斜面を対象として，3 次元動的解析を行っており，表土層において地震波が増幅され，特に凸型の地形形状を有する斜面においては，ひずみが大きくなることを示している．また，浅野ら[35)]も，山体の模式モデルならびに中越地震時に崩壊が発生した山体を対象に 3 次元地震応答解析を行っており，山体の規模や形状により地震加速度の増幅が変わること，山地の地震動には地形と軟弱な表層土の両者が影響を与えること，加速度やひずみ量が大きい位置の近傍に崩壊発生源が位置することなどの特徴を明らかにしている．

以上のことから，地震時に山腹斜面に発生する最大応答加速度ならびに最大せん断ひずみは，その後の降雨による斜面崩壊発生に影響を及ぼしており，地震後の降雨による斜面災害の軽減を図るためには，最大応答加速度ならびに最大せん断ひずみなどの山腹斜面における地震動応答特性に対する地形形状ならびに山腹斜面を覆っている表土層の影響についても定量的に評価することが重要である．そこで，本項では前項の地震応答解析結果を用いて，地形形状ならびに表土層厚が山腹斜面における地震動応答特性に及ぼす影響の定量的評価を行う．

地形形状ならびに表土層厚が地震動応答特性に及ぼす影響を定量的に把握するためには，起伏のある斜面において傾斜が一様である部分や屈曲が一様である部分を一つのグループとして位置付けることにより，斜面が有する地形形状の特徴を分類した上で評価する必要がある．そこで，Young[36)]によって提案されている斜面プロファイル分析手法を用いて，各測線の地形形状のグループ化を行うこととした．なお，測線 No.R-2 の斜面では，表土層内において大きな岩が存在しており，他の斜面の表土層内の条件が異なるため，今回の評価の対象からは除外することとした．

（１）斜面プロファイル分析による地形形状分類

この手法は，斜面の地形的特徴を把握するために Young[36)]によって提案された手法であり，起伏のある斜面形状を，斜面プロファイル上の角度がほぼ一定である箇所（セグメントと称する）もしくは屈曲がほぼ一定である箇所（エレメントと称する）にグループ化する手法である．セグメントもしくはエレメントの判定に際しては，まず斜面上におけるすべての組み合わせのユニットに対して，角度および屈曲の変動係数 V_A，V_C を求める．さらに，角度と屈曲の変動係数の許容値 V_{Amax}，V_{Cmax} を設定し，求めた V_A，V_C と比較することにより判定を行う．具体的な判定方法を以下に述べる．

まず，角度の変動係数 V_A は，図－4.55 に示す記号および式（4.4），（4.5）により算出される．

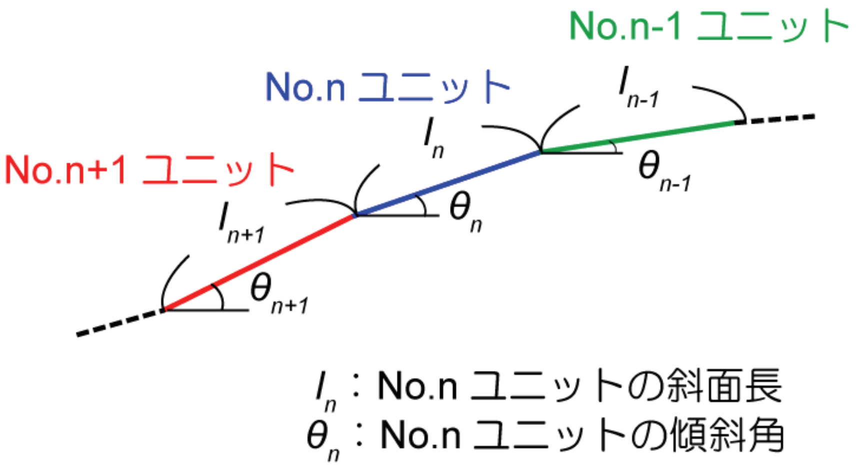
$$\bar{\theta}_{(sn)} = \frac{\sum_{i=s}^{n} l_i \theta_i}{\sum_{i=s}^{n} l_i} \tag{4.4}$$

$$V_{A(sn)} = \frac{\sqrt{\dfrac{\sum_{i=s}^{n} l_i \theta_i^2}{\sum_{i=s}^{n} l_i} - \bar{\theta}_{(sn)}^2}}{\bar{\theta}_{(sn)}} \times 100 \tag{4.5}$$

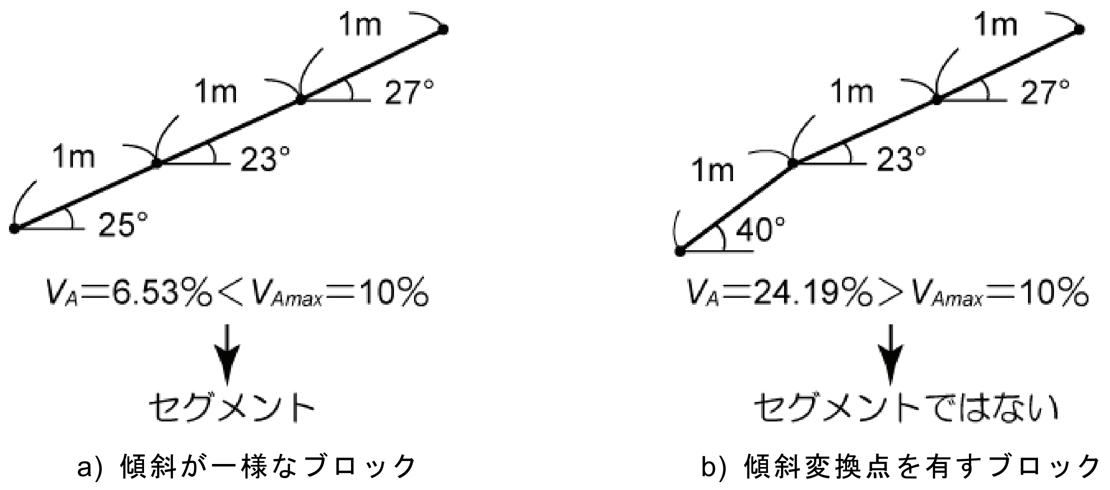
ここで，$\bar{\theta}_{(sn)}$ ：平均傾斜(°)

s：開始ユニット番号

n：最終ユニット番号



図－4.55　斜面プロファイル分析の模式図



図－4.56　セグメントの判定例

斜面プロファイル分析の一例として，図－4.56 に示すような 3 つのユニットからなる斜面についての判定例を示す．角度の変動係数 V_A を式(5)より算出すると，図－4.56a)に示した傾斜がほぼ一様な斜面では，V_A＝6.53%となり，一方，図－4.56b)に示した傾斜変換点を有する斜面では，V_A＝24.19%となる．ここで，変動係数の許容値を V_{Amax}＝10%とすると，傾斜がほぼ一様な斜面では $V_A < V_{Amax}$ となり，これら 3 つのユニットは 1 つのセグメントと判断されるが，傾斜変換点を有する斜面では，$V_A > V_{Amax}$ となりこれら 3 つのユニットは 1 つのセグメントではないと判定される．このように，変動係数 V_A と変動係数の許容値 V_{Amax} を比較することで複数のユニットからなる斜面をいくつかのセグメントに分類していく．その際，$V_A < V_{Amax}$ を満たしている中で斜面長が最も長くなるユニットの集まり（以下，ブロックと称する）が一つのセグメントとして判定されることとになる．

つぎに，一つのユニットに対する屈曲 C_i は，図－4.55 に示した記号および式（4.6）により算出される．算出された屈曲の変動係数 V_C を求めるために，式（4.4）および（4.5）の θ_i を C_i に置き換えて計算を行い，セグメントと同様にエレメントの判定を行う．

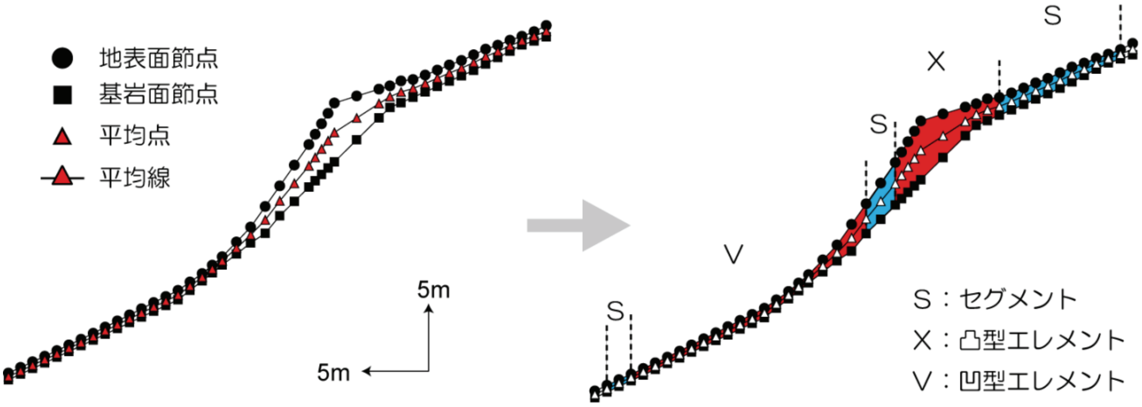
$$C_n = \frac{\theta_{n-1} - \theta_{n+1}}{0.5 \cdot l_{n-1} + l_n + 0.5 \cdot l_{n+1}} \times 100 \qquad (4.6)$$

上記の判定で得られたセグメントおよびエレメントの一部が重なっている場合には，斜面長がより長いブロックが優先される．もし 2 つのブロックが等しい長さである場合，最小の変動係数を備えたブロックが優先される．さらに，変動係数も等しい場合にはセグメントのブロックが優先される．ここで，グループ化の基準となる変動係数の許容値 V_{Amax} および V_{Cmax} の設定に関して Young[36)]は，変動係数の許容値は唯一の値ではなく，斜面をどの程度細かく分割するかに依存するとしている．つまり，斜面を細かく分割したい場合は，変動係数の許容値を小さな値に設定すればよいといえる．

（２）解析断面への適用

斜面の地形形状としては，地表面形状だけでなく基岩面形状についても考慮する必要があると考えられる．しかしながら，本研究では地表面形状は現地調査において詳細な形状を把握しているが，基岩面形状に関しては地表面の数点における簡易貫入試験結果より推定している．そのため，地表面と基岩面のデータ量が同一ではない．そこで，本研究では地表面の形状と基岩面の形状を考慮に入れるため，地震応答解析モデルの地表面節点の標高と基岩面節点の標高の平均を求めた点（以下，平均点と称する）を算出し，これらの平均点を結んだ平均線を設定することとし，得られた平均線に対して斜面プロファイル分析を適用した．平均線とそれによりグループ化された一例（測線 No.E-1）を図－4.57 に示す．

なお，グループ化に際して用いた変動係数の許容値は，いくつかのパターンで分析を行い検討した結果，過度の分割なしに傾斜変換点がエレメントとしてグループ化される V_{Amax} ＝10%，V_{Cmax} ＝125%とした．ただし，地震動応答解析の境界条件の影響を考慮して，両端境界の節点についてはグループ化の対象から除外することとした．表－4.6 に各斜面において分割されたグループ数を示す．



図－4.57　斜面プロファイル分析結果の一例（測線 No.E-1）

表－4.6　各解析モデルにおいて分割されたグループ数

測線 No.	セグメントブロック数	エレメントブロック数		測線 No.	セグメントブロック数	エレメントブロック数	
		凸型	凹型			凸型	凹型
E-1	3	1	1	N-1	1	1	1
E-2	2	1	1	N-2	1	1	0
E-3	2	1	2	N-3	2	0	0
E-4	2	1	1	N-4	3	1	1
R-1	2	2	1	N-5	2	2	1
R-3	2	1	0	N-6	3	1	1
R-4	2	1	0	N-7	2	2	1
R-5	1	1	0				

（３）地形形状ならびに表土層厚が地震動応答特性に及ぼす影響の評価

1) 定量的評価のための各種パラメータの定義

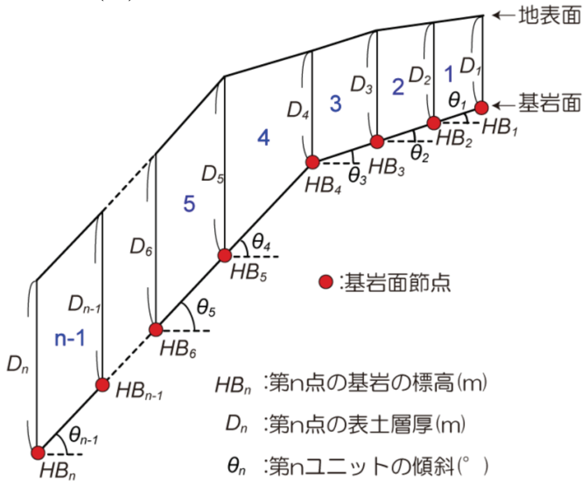
地形形状ならびに表土層厚が山腹斜面における地震動応答特性に及ぼす影響の定量的評価を行うに際し，地形形状ならびに表土層厚について以下に述べるパラメータを分割されたブロック毎に求めた．また，最大応答加速度および最大せん断ひずみについても分割されたブロック毎にパラメータを定義した．

a) 平均表土層厚

上述した方法により分割されたそれぞれのセグメントブロックあるいはエレメントブロックに対して，図－4.58 に示す記号および式（4.7）を用いて，平均表土層厚 $\overline{D}$ を定義した．

$$\overline{D} = \frac{\sum_{i=1}^{n} D_i}{n} \tag{4.7}$$

ここで，$\overline{D}$：平均表土層厚(m)



図－4.58　表土層厚ならびに地形要因の定義

b) 傾斜

セグメントブロックにおける傾斜を**図－4.58** に示す記号および式（4.8）により定義し，エレメントブロックおける傾斜を**図－4.58** に示すブロック内の $\theta_{n\text{-}1}$ にあたる最下ユニットの傾斜として，式（4.9）のように定義した．

$$\theta_s = \frac{\sum_{i=1}^{n-1} \theta_i}{n-1} \tag{4.8}$$

$$\theta_e = \theta_{n-1} \tag{4.9}$$

ここで，θ_s：セグメントブロックの傾斜(°)

θ_e：エレメントブロックの傾斜(°)

c) 比高率

解析モデル内でのブロックの比高を示す比高率 RR を以下のように定義した．まず，ブロックの平均基岩標高 A_{HB} を**図－4.58** および式（4.10）により算出する．また，解析モデル内における基岩標高の最大値 T_{HB} ならびに，解析モデル内における基岩標高の最小値 L_{HB} を用いて，式（4.11）より各ブロックの比高率 RR を算出した．

$$A_{HB} = \frac{\sum_{i=1}^{n} HB_i}{n} \tag{4.10}$$

$$RR = \frac{A_{HB} - L_{HB}}{T_{HB} - L_{HB}} \times 100 \tag{4.11}$$

ここで，RR：比高率(%)

T_{HB}：基岩標高の最大値(m)

L_{HB}：基岩標高の最小値(m)
A_{HB}：ブロックの平均基岩標高(m)

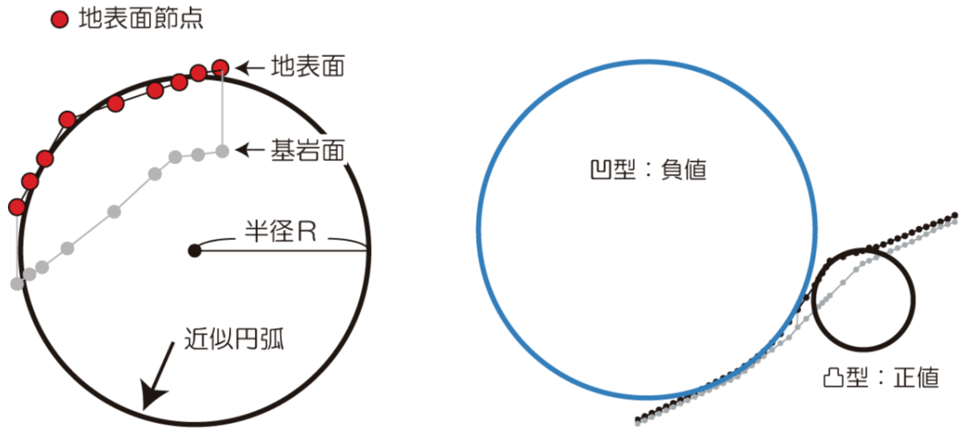
d) **縦断曲率**

地表面の凹凸を表す指標として，縦断曲率 C を定義した．具体的には，**図－4.59** に示すように地表面節点から近似円を設定し，その半径の逆数を縦断曲率 C とし，式（4.12）のように定義した．なお，地表面節点が直線を呈し，円弧の半径が無限になる場合には，縦断曲率を 0 とした．また，凸型および凹型を区別するために，凸型には正値を，凹型には負値を与えることとした．

$$C = 1/R \quad \text{（凸型）} \tag{4.12a}$$

$$C = -(1/R) \quad \text{（凹型）} \tag{4.12b}$$

ここで，C：縦断曲率(1/m)



図－4.59　縦断曲率 C の定義

e) **加速度応答倍率**

図－4.60 に算出のための模式図を示す．応答加速度については，表土層内における応答加速度の増幅を表す指標と基岩層内における応答加速度の増幅を表す指標の 2 種類を定義した．具体的には，表土層内における応答加速度の増幅を表す指標は，式（4.13）に示すように地表面の応答加速度を基岩面の応答加速度で除した応答倍率 SR_m を定義し，ブロック内の最大値を表土層内の加速度応答倍率 BR_m とした．一方，基岩層内における応答加速度の増幅を表す指標は，まずブロックにおける基岩層の平均応答加速度を式（4.14a）により算出する．その値を最下部ブロックの基岩標高が最小の節点（**図－4.61** 参照）の応答加速度で除することにより，基岩層内の加速度応答倍率とし，式（4.14b）により算出する．

$$SR_m = Max(SA_i / BA_i)_{i=1,n} \tag{4.13}$$

ここで，SR_m：表土層内の加速度応答倍率

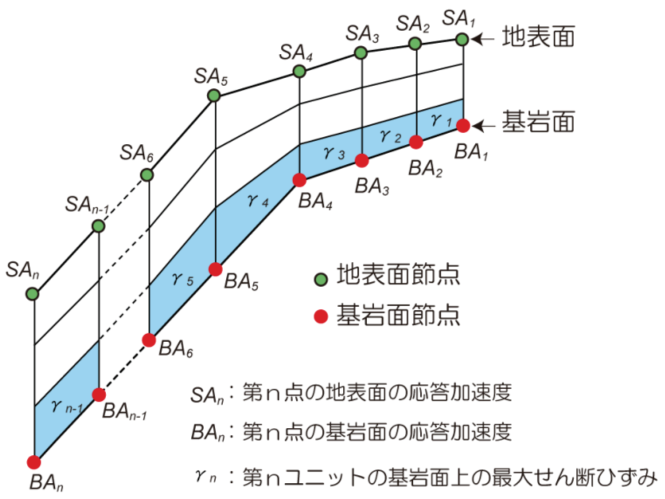
$$\overline{BA}=\frac{\sum_{i=1}^{n}BA_i}{n} \tag{4.14a}$$

$$BR_m=\overline{BA}/BA_L \tag{4.14b}$$

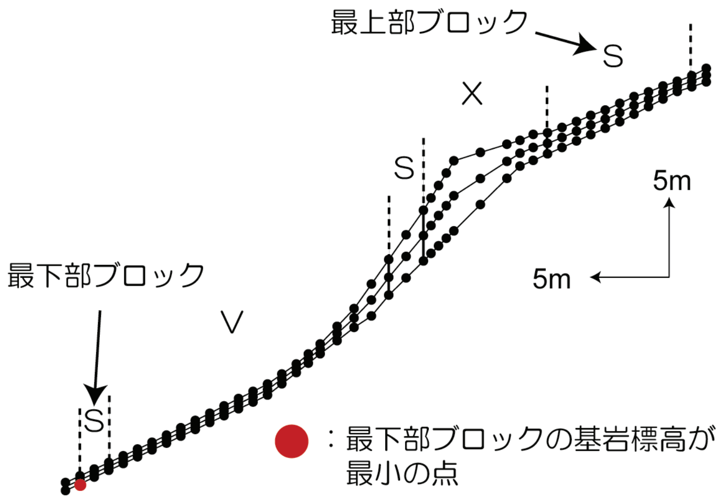
ここで，$\overline{BA}$：基岩面の平均応答加速度(gal)

BA_L：最下部ブロックの基岩標高が最小の節点の応答加速度(gal)

BR_m：基岩層内の加速度応答倍率



図－4.60　加速度応答倍率 SR_m ならびに平均最大せん断ひずみ $\bar{\gamma}$ 算出のための模式図



図－4.61　最下部ブロックの基岩標高が最小の節点

f) 平均最大せん断ひずみ

図－4.60 に示したように，最大せん断ひずみについては平均最大せん断ひずみ $\bar{\gamma}$ を定義した．具体的には，平均最大せん断ひずみ $\bar{\gamma}$ は，ブロック内の基岩面上の最大せん断ひずみ値の平均とし，式（4.15）より算出した．

$$\bar{\gamma} = \frac{\sum_{i=1}^{n-1} \gamma_i}{n-1} \tag{4.15}$$

ここで，$\bar{\gamma}$ ：平均最大せん断ひずみ

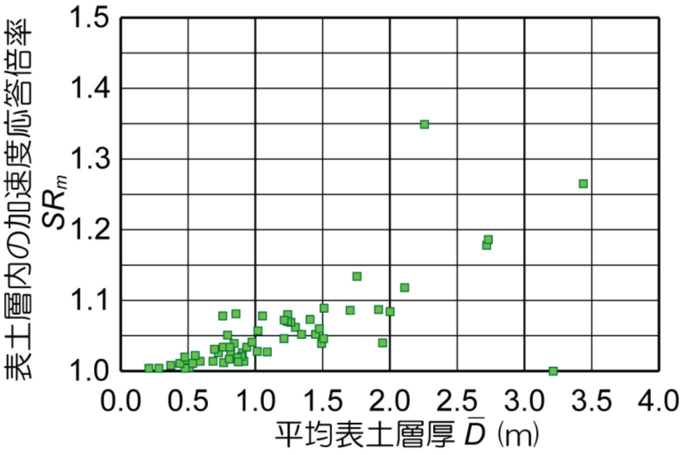
2) 評価結果

各解析モデルにおいて上述した斜面プロファイル分析により分割された各ブロックに対して，前節に示した定義を用いて各種パラメータを算定した結果を以下に示す．

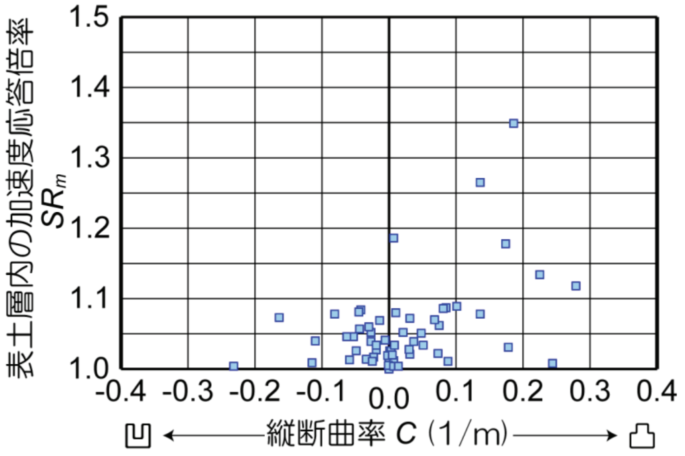
a) 最大応答加速度

まず，表土層内における応答加速度の増幅特性について検討する．**図－4.62，4.63** に表土層内の加速度応答倍率と平均表土層厚および縦断曲率の関係をそれぞれ示す．

図－4.62 より，表土層内の加速度応答倍率は平均表土層厚が厚くなるにつれて大きくなる傾向を示しており，平均表土層厚が 2.0m 付近では表土層内の応答倍率が約 1.1 倍，3.5m 付近では約 1.25 倍となっている．このことから，表土層が厚い地点では，薄い地点に比して表土層内において加速度が増幅されやすいといえる．**図－4.63** より，縦断曲率が凹型を示す箇所では最大でも応答倍率は 1.1 倍程度であるのに対して，縦断曲率が凸型を示す場所では応答倍率が 1.1 倍以上を示す場所が見られる．よって，地表面形状が遷急点を形成している地点においては，表土層内において加速度が増幅されやすいといえる．

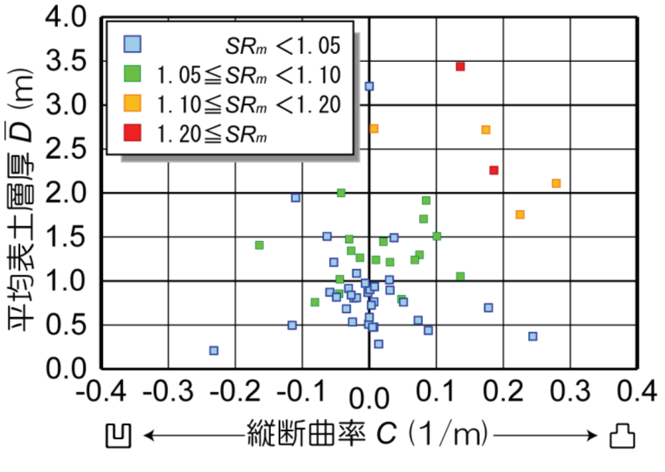


図－4.62　表土層内の加速度応答倍率 SR_m と平均表土層厚 $\overline{D}$ の関係



図－4.63　表土層内の加速度応答倍率 SR_m と縦断曲率 C の関係

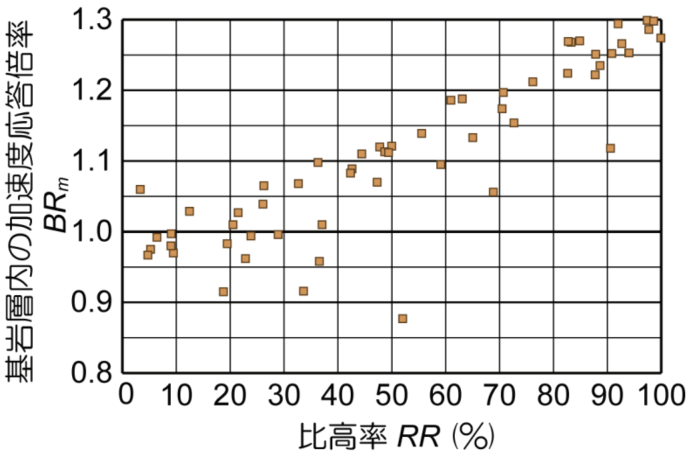
つぎに，**図－4.64** に平均表土層厚ならびに縦断曲率の両方からみた表土層内の加速度応答倍率の関係をまとめたものを示す．これによると，表土層厚が 1.5m よりも薄い地点では，縦断形状が凸型を示していても表土層内の増幅率は 1.1 倍未満であることがわかる．一方，応答倍率が 1.1 倍以上を示す地点は，平均表土層厚が約 2.0m 以上，縦断曲率の値が凸型を示している地点に多いことがわかる．したがって，表土層厚が厚い地点では薄い地点に比べて，表土層内の加速度応答倍率が大きな値となる傾向を示し，さらに地表面形状が遷急点を示している地点では，表土層内の加速度がより増幅される結果となっている．



図－4.64　平均表土層厚 $\overline{D}$ ならびに縦断曲率 C からみた表土層内の加速度応答倍率 SR_m

つぎに，基岩層内における応答加速度の増幅特性について検討する．**図－4.65** に基岩層内の加速度応答倍率と比高率の関係を示す．これによると，斜面下部のブロックに関しては，減衰している場所も見受けられるが，概ね標高が高い場所に位置しているブロックが，低い場所に位置しているブロックより大きい応答倍率を示しており，最上部では最下部に比して 1.3 倍増幅していることがわかる．したがって，斜面上部は斜面下部に比べ，より大きな加速度を受けているといえる．以上のことから，斜面上部に位置し，表土層が厚く

かつ地表面形状が遷急点を示すような地点では，基岩層内ならびに表土層内において加速度が大きく増幅されるといえる．

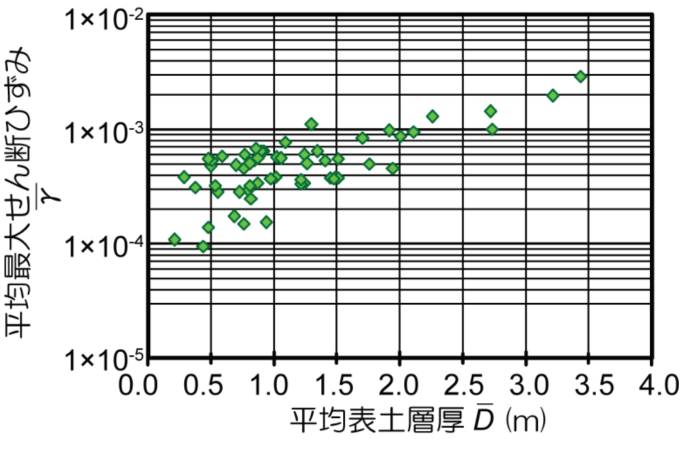


図－4.65　基岩層内の加速度応答倍率 BR_m と比高率 RR の関係

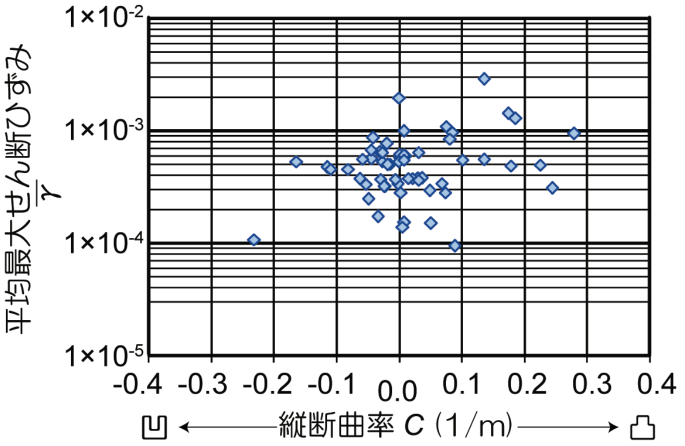
b) 最大せん断ひずみ

図－4.66，**4.67** に平均最大せん断ひずみと平均表土層厚ならびに縦断曲率の関係をそれぞれ示す．

図－4.66 より，ブロック内の表土層厚が厚くなるにしたがって，平均最大せん断ひずみの値が大きくなる傾向がみられ，平均表土層厚が約 2.0m 以上の地点で 8.0×10^{-4} 以上のひずみが発生している．このことから，表土層が厚い地点では，薄い地点に比して表土層と基岩層との境界において大きなせん断ひずみが発生しやすいといえる．また，**図－4.67** より，縦断曲率が凹型を示す箇所では平均せん断ひずみが 1.0×10^{-3} 未満であるのに対して，縦断曲率が凸型を示す場所では平均せん断ひずみが 1.0×10^{-3} 以上を示す場所が見られる．

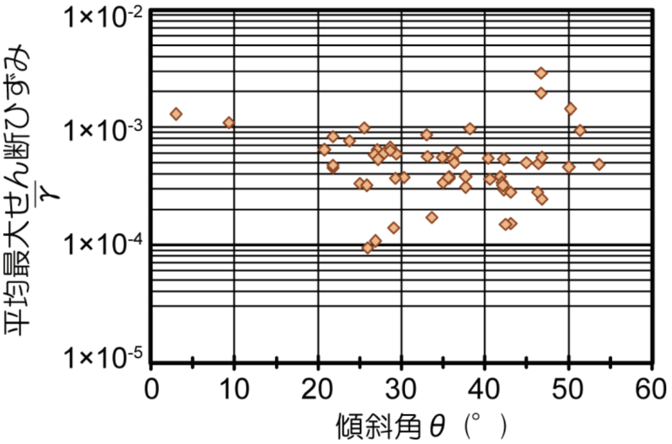


図－4.66　平均最大せん断ひずみ $\bar{\gamma}$ と平均表土層厚 $\bar{D}$ の関係

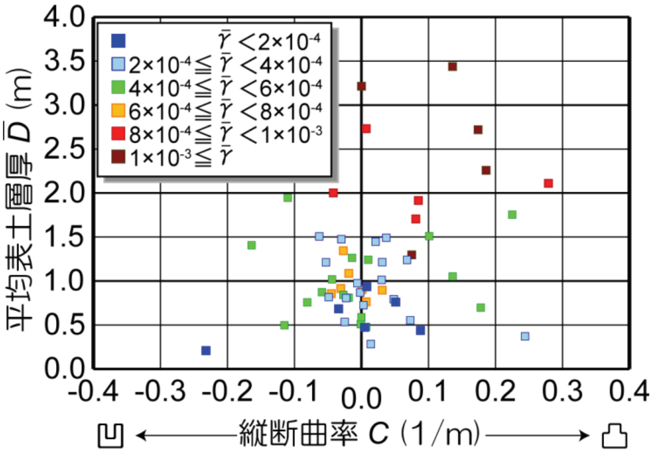


図－4.67　平均最大せん断ひずみ $\bar{\gamma}$ と縦断曲率 C の関係

つぎに, **図－4.68** に平均最大せん断ひずみと傾斜の関係を示す. この図より, 傾斜が 45°付近で平均最大せん断ひずみの値が 20×10^{-3} 以上と大きな値を示しているが, 両者の間には明瞭な関連性は見られない. つぎに, **図－4.69** に表土層厚ならびに縦断曲率からみた平均最大せん断ひずみの関係をまとめたものを示す. これによると, 表土層厚が厚くなるほどひずみの値が大きくなる傾向を示しており, 平均表土層厚が約 2.0m 以上の地点において 8.0×10^{-4} 以上のひずみが発生し, 縦断曲率が凸型を示す地点においてはさらに大きい 1.0×10^{-3} 以上のひずみが発生している傾向が見られる.



図－4.68　平均最大せん断ひずみ $\bar{\gamma}$ と傾斜 θ の関係



図－4.69　平均表土層厚 $\bar{D}$ ならびに縦断曲率 C からみた平均最大せん断ひずみ $\bar{\gamma}$

以上のことから，平均最大せん断ひずみの値は，平均表土層厚が厚くなるほど大きくなる傾向を示し，曲率が凸型を示す地点においてはさらに大きなひずみが発生するものと考えられる．

４．３．５　まとめ

本節では六甲山系の南東部に位置する五助橋地区において，兵庫県南部地震およびその後の降雨により崩壊した斜面ならびに非崩壊斜面を対象として地震応答解析を行い，これらの斜面内における地震応答特性を比較検討することにより地震動がこれらの斜面に及ぼした影響の違いについて検討した．さらに，地形形状ならびに表土層厚が山腹斜面における地震動応答特性に及ぼす影響の定量的評価を行った．得られた結果を以下に列挙する．

1）地震応答解析の結果から，最大応答加速度は，地震時における崩壊斜面では他の斜面より大きな加速度分布域を示し，崩壊発生箇所である地表面の遷急点において最大値を示した．地震後の降雨により崩壊した斜面では，崩壊発生箇所の上部もしくは斜面頂部の地表面で最大値を，一方，非崩壊斜面では，斜面上方の地表面において最大値を示した．また，最大応答加速度の値は，概ね地震時崩壊斜面＞地震後崩壊斜面＞非崩壊斜面の傾向を示し，地震により崩壊した斜面で大きく，非崩壊斜面では小さいという結果であった．また，基岩内の応答加速度は標高に応じて増幅されていく傾向が見られた．一方，表土層内においては，表土層が厚い地点や地表面の形状が遷急点を形成している地点において応答加速度は増幅する傾向が見られた．

2）最大せん断ひずみは，表土層と基岩の境界において概ね 1.0×10^{-4} のオーダーの値が見られるが，地震時の崩壊斜面の崩壊発生箇所では 1.0×10^{-3} 以上の最大せん断ひずみを示した．また，地震後の降雨により崩壊した斜面では，地震時の崩壊斜面に比して小さい 5.0×10^{-4} 程度の最大せん断ひずみが崩壊発生箇所で生じていた．このひずみのレベルは大ひずみまたは中ひずみと呼ばれる範囲であり，破壊には至らないが部分的亀

裂など何らかの変形が生じはじめるひずみの大きさであった．一方，非崩壊斜面でも地震後の降雨により崩壊した斜面と同程度の最大せん断ひずみが生じている箇所もみられる．また，大きな最大せん断ひずみが発生している地点は，表土層が厚い地点や基岩面の形状が遷急点を形成している地点であったといえる．

３）兵庫県南部地震により崩壊が発生していた斜面では，斜面内でも特に地震動が大きく作用した場所において崩壊が発生していた．また，その後の降雨により崩壊が発生した斜面でも，地震によって崩壊した箇所と比較すると小さいが，斜面内において地震動の影響を大きく受けた箇所で崩壊が発生していた．一方，非崩壊斜面では，崩壊斜面に比して地震動の影響が小さい場合と崩壊斜面と同程度の地震動が作用してる場合が見られ，後者の場合は斜面傾斜，降雨の集水性，植生といった他の要因により，地震動の影響を受けたにもかかわらず，地震後の降雨により崩壊には至らなかったと思われる．また，斜面内における最大応答加速度や最大せん断ひずみの応答特性には斜面形状や表土層分布が影響している．

４）地震応答解析結果を用いて，地形形状ならびに表土層厚が山腹斜面における地震動応答特性に及ぼす影響の定量的評価を行った．最大応答加速度に関しては，表土層内においては表土層が 2.0m を上回るような厚い地点では，薄い地点に比べ，表土層内の加速度応答倍率が 1.1～1.3 倍となり，表土層内において加速度が増幅される傾向を示した．また，地表面の縦断面形状が凸型を示すような遷急点を形成している地点では，より加速度は増幅されることがわかった．また，基岩内においては，標高が高い位置になるほど基岩内の加速度応答倍率が高い値を示し，斜面上部は斜面下部に比べ，より大きな加速度を受けていると考えられる．したがって，斜面上部に位置し，表土層が厚くかつ地表面形状が遷急点を示すような地点では，基岩層内ならびに表土層内において加速度が大きく増幅される．

５）最大せん断ひずみに関しては，表土層が厚くなるほどせん断ひずみの値が大きくなる傾向を示し，平均表土層厚が約 2m 以上の地点において 8.0×10^{-4} 以上のひずみが発生していた．さらに，縦断曲率が凸型を示す地点においてはさらに大きい 1.0×10^{-3} 以上のひずみが発生していた．以上のことから，最大応答加速度と同様に最大せん断ひずみの値も，平均表土層厚が厚くなるほど表土層と基岩層の境界に発生するせん断ひずみの値は大きくなる傾向を示し，縦断曲率が凸型を示す地点においては，さらに大きなひずみが発生する．

６）山腹斜面における地震動増幅特性には，地形形状のみならず表土層厚分布が大きな影響を及ぼしていることが確認された．このような山腹斜面における地震動の応答特性が，地震時に山腹斜面上部の遷急点付近で崩壊が多発する大きな要因といえる．また，地震時には崩壊しなかった斜面でも，このような地形条件ならびに表土層厚分布を有する斜面であれば，地震動の影響を受けているといえ，そのような斜面が地震後の降

雨によって崩壊した可能性が考えられる．また，地震後の降雨による斜面崩壊地の地形的特徴が，最終的な誘因が降雨であるにもかかわらず，降雨による斜面崩壊地の特徴よりも地震による斜面崩壊地の特徴と似た傾向を示すのも，このことが原因であろう．

４．４　地震後の降雨を起因とする斜面崩壊の発生機構に関する実験的検討

４．４．１　はじめに

前項の解析結果から，山腹斜面における地震動増幅特性には，地形形状のみならず表土層厚分布が大きな影響を及ぼしていることが確認され，地震時には崩壊しなかった斜面でも，このような地形条件ならびに表土層厚分布を有する斜面であれば，地震動の影響を受けているといえ，そのような斜面が地震後の降雨によって崩壊した可能性を指摘した．

本節では，地震後の降雨により発生した斜面崩壊地に地震動が及ぼす影響として，土の強度特性に着目し，一面せん断試験機ならびに繰返し三軸圧縮試験機を用いた実験的検討を行い，地震後の降雨による斜面崩壊発生メカニズムの考察を行うことを目的とする．

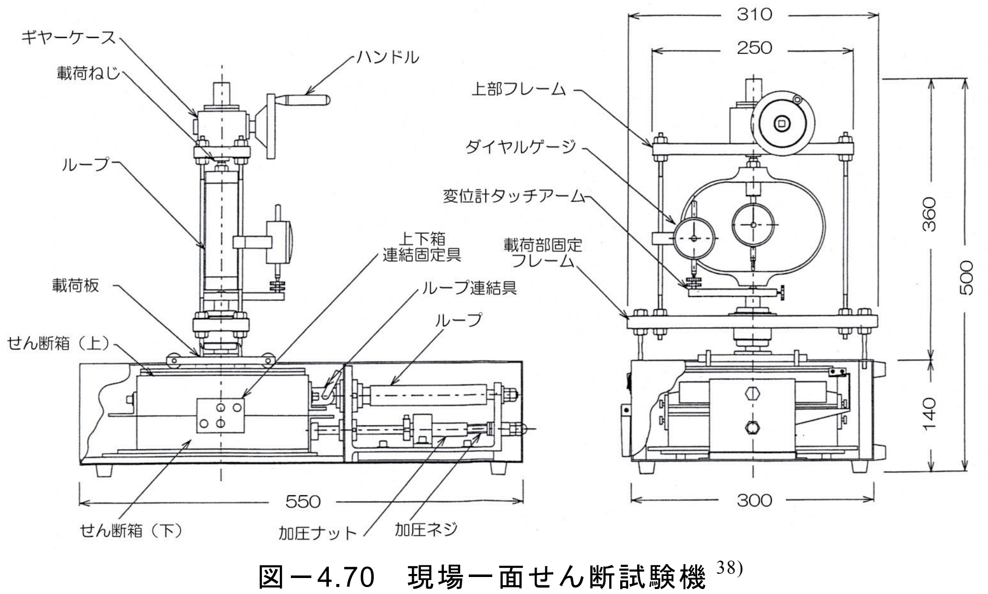
４．４．２　一面せん断試験による不撹乱土ならびに撹乱土のせん断強度の比較 [37)]

六甲山系の斜面は，基岩である花崗岩とまさ土からなる薄い表土層からなり，斜面崩壊の多くは，表土層と基岩との境界面をすべり面とする表層崩壊である．すべり面上のまさ土は風化残積土であるため，運積土とは異なり基岩である花崗岩の岩石組織構造を有しており，土粒子同士が互いに結合した構造（以下，骨格構造と称する）を形成している．本研究では，兵庫県南部地震後の降雨で発生した斜面崩壊地では，地震動により土粒子間の骨格構造が破壊され，その結果斜面が持つ土のせん断強度が低下し，その後の降雨によって崩壊が発生しやすくなったのではないかと考えた．そこで，土粒子間の骨格構造の破壊に伴う土のせん断強度低下を調べるため，現場より採取した不撹乱土を「骨格構造を有する土」，撹乱土を「骨格構造を有さない土」として，一面せん断試験によりせん断強度を求め，比較を行うこととした．

（１）試験装置の概要及び試験条件

1)試験装置の概要

一面せん断試験は，現場一面せん断試験機を用いて行うこととした（図－4.70[39)]参照）．



図－4.70　現場一面せん断試験機 [38)]

この試験機は，せん断箱が一面せん断試験機としては大型（200mm×200mm×100mm：せん断面高さ 50mm）であり，本節で対象とする骨格構造を有する試料や礫分を含む試料のせん断強度を求めることが可能である．また，せん断箱は試料サンプラーも兼ねており，試料採取時には上下を金属製のプレートで固定することでせん断箱内に直接試料を採取することが可能である．また，十分な剛性を有しているため，せん断箱内で締め固めた供試体の作製も可能である．なお，せん断機構は，上部せん断箱を固定し，下部せん断箱を押し出して変位させる下部可動型となっている．

2) 試料の採取方法ならびに供試体の作製方法

地震ならびにその後の降雨により崩壊が多数発生した六甲山系五助橋地区の 2 斜面（No.R-1 斜面付近）から試料を採取した．沖村・田中[22)]によると，六甲山系の表層崩壊は土層分類の B 層あるいは B 層から C 層への遷移層である B～C 層（この土層では基岩の組織を残した風化岩塊が見られ，この岩塊の間を B 層と見なせる土が充填している）ですべり面が多く見られると報告されている．そこで，本研究ではそれぞれの斜面における B 層に相当する部分から不撹乱試料を採取した．具体的には，B 層の深さまで表層部を削り，ブロックサンプリングの要領で周辺部を削りながら供試体に不要な力がかからないようにせん断箱を静かに押し込むことにより，試料を採取した．

一方，撹乱試料については，不撹乱試料と同じ組成であることが望ましいので，せん断試験を行った不撹乱試料の土を用いて単位体積重量が同じになるよう，せん断箱内で 3 層に分けて，金属板で静的に締固めを行うことにより，供試体を作製することとした．

3) 試験条件

六甲山系における表層崩壊は，すべり面深さが 2m 以下のものがほとんどである．このため圧密過程での垂直応力は，土かぶり厚 0.5m，1.0m，1.5m に相当する 7.35kN/m^2，14.70kN/m^2，22.05kN/m^2 とした．垂直変位の収れん後，せん断速度 1.0mm/min のひずみ制御式でせん断を行った．なお，せん断過程は，垂直応力が一定になるように荷重計を調節し，定圧条件下でせん断を行った．せん断強さは，せん断応力のピークが見られるものについてはピークでの値，明瞭なピークが見られないものについては，ひずみ 15%にあたる変位 30mm での値を用いた．なお，せん断過程の終了は 35mm 変位時とした．

（２）試験結果と考察

表－4.7，**4.8** に不撹乱試料ならびに撹乱試料の物理試験結果を，**図－4.71** に不撹乱土ならびに撹乱土のせん断応力とせん断変位の関係（τ - δ 関係）を，**図－4.72** に不撹乱土ならびに撹乱土のせん断強さ垂直応力の関係（τ_f - σ 関係）をそれぞれ示す．

図－4.72a)より斜面 A の不撹乱試料のせん断強度は，c_d が 6.76kN/m^2，ϕ_d が 37.9°，斜面 B の不撹乱試料では，c_d が 7.29kN/m^2，ϕ_d が 38.6°となっており，若干ではあるが斜面 B の方が斜面 A の試料より，せん断強度が大きいことがわかる．一方，**図－4.72b)**より斜面 A の撹乱試料のせん断強度は，c_d が 5.11kN/m^2，ϕ_d が 37.9°，斜面 B の撹乱試料では，c_d が 3.80kN/m^2，ϕ_d が 38.8°となっており，不撹乱試料とは異なり，斜面 A の方が斜面 B

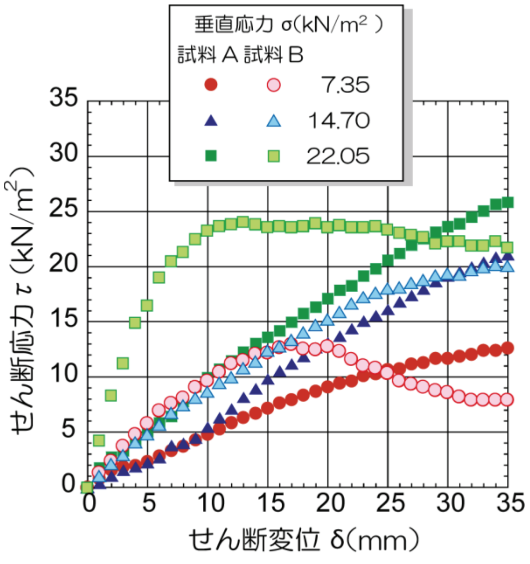
の試料より，せん断強度が大きくなっていることがわかる．

表－4.7　不撹乱試料の物理試験結果

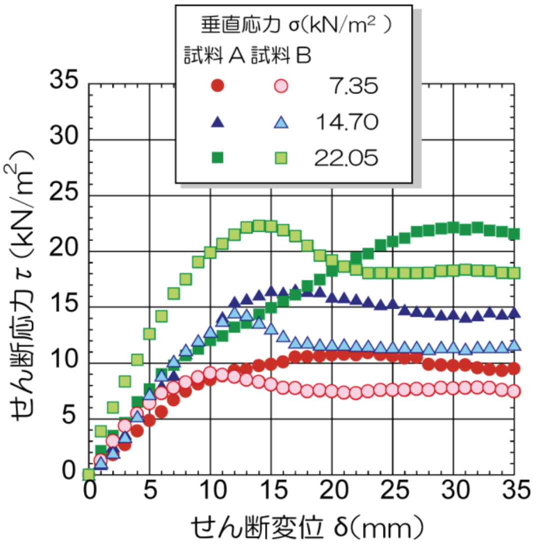
試料No.	単位体積重量 γ_t (kN/m^3)	含水比 w (%)	飽和度 S_r (%)
A-1	12.56	8.60	16.06
A-2	13.44	8.80	18.24
A-3	12.97	7.37	15.57
B-1	14.55	4.09	12.69
B-2	14.00	5.94	16.37
B-3	14.60	4.21	13.13

表－4.8　撹乱試料の物理試験結果

試料No.	単位体積重量 γ_t (kN/m^3)	含水比 w (%)	飽和度 S_r (%)
A-1'	12.56	3.81	8.84
A-2'	13.44	3.44	9.16
A-3'	12.97	3.50	8.68
B-1'	14.55	4.70	13.81
B-2'	14.00	4.30	12.70
B-3'	14.60	4.50	13.95

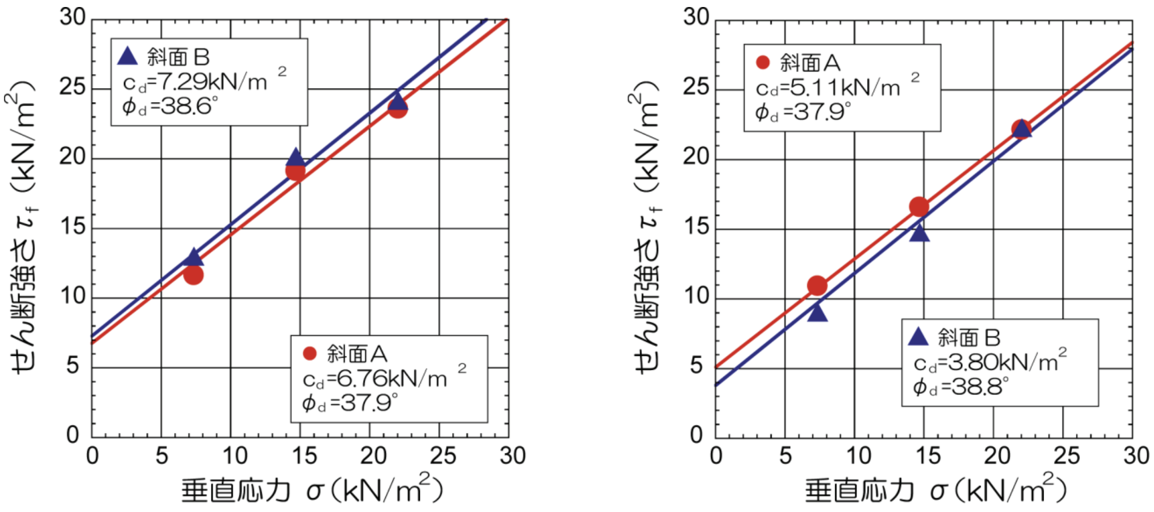


a)　不撹乱試料



b)　撹乱資料

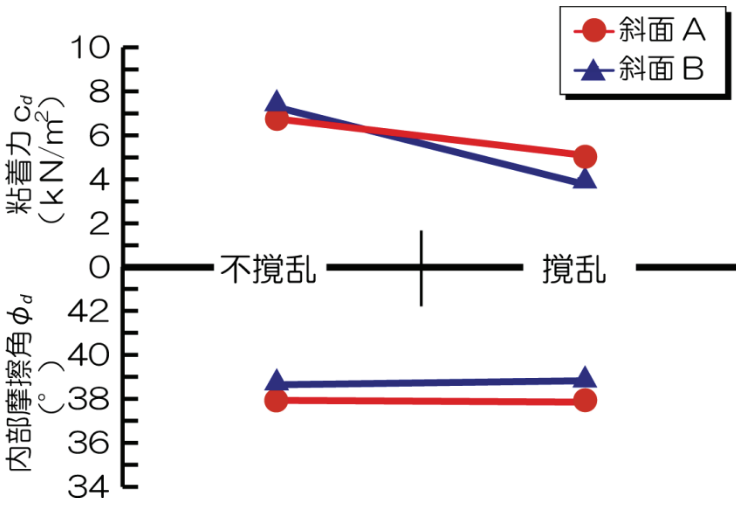
図－4.71　τ - δ 関係



a)　不撹乱試料　　　　　　　　　　b)　撹乱資料

図－4.72　τ_f-σ 関係

図－4.73 に不撹乱試料と撹乱試料のせん断強度の比較図を示す．**図－4.73** より，粘着力に関しては，斜面 A，B どちらの試料についても不撹乱状態に比して，撹乱状態の方が大きく低下（斜面 A：24%，斜面 B：48%：平均 36%）している．一方，内部摩擦角に関しては不撹乱状態と撹乱状態による違いは見られない．以上のことから，試料の違いにより低下量にバラツキはあるが，不撹乱状態から撹乱状態になることにより，せん断強さは大きく低下した．これは，土が乱されることにより，土粒子間の骨格構造が破壊され，その結果，土粒子間の結合力である粘着力が低下したことに起因するものであると考えられる．



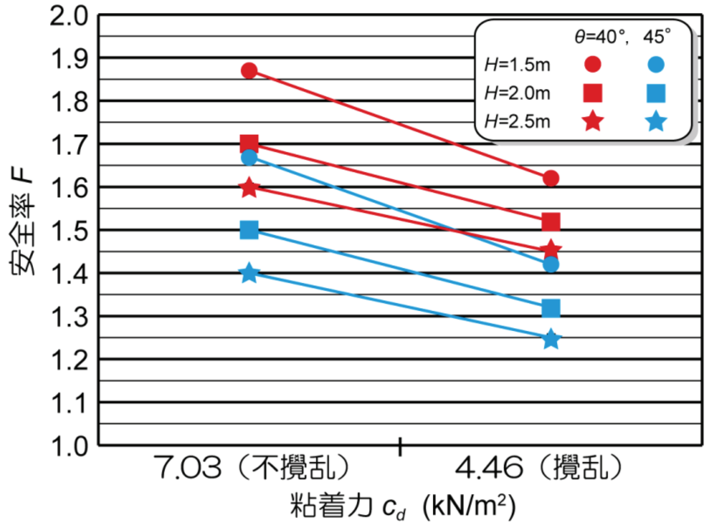
図－4.73　不撹乱試料と撹乱試料のせん断強度の比較

つぎに，粘着力の低下が安全率にどのような影響を及ぼすのかを無限長安定解析により検討する．入力物性値を試料採取地点近傍の斜面 No.R-1 の条件を参考に**表－4.9** のように設定した．

表－4.9　入力物性値

単位体積重量 γ_t (kN/m^3)	内部摩擦角 ϕ_d(°)	基岩傾斜角 θ (°)	表土層厚 H(m)
14.00	38.0	40，45	1.5，2.0，2.5

図－4.73 の結果より，不撹乱試料の粘着力を平均値 7.03kN/m^2，撹乱試料の粘着力を平均値 4.46kN/m^2 として，粘着力の低下に伴う安全率の変化を調べた結果を**図－4.74** に示す．**図－4.74** より，粘着力の低下により安全率が 0.15～0.25 低下しており，不攪乱状態の安全率に対して約 10%前後，攪乱状態では安全率が低下しているといえる．

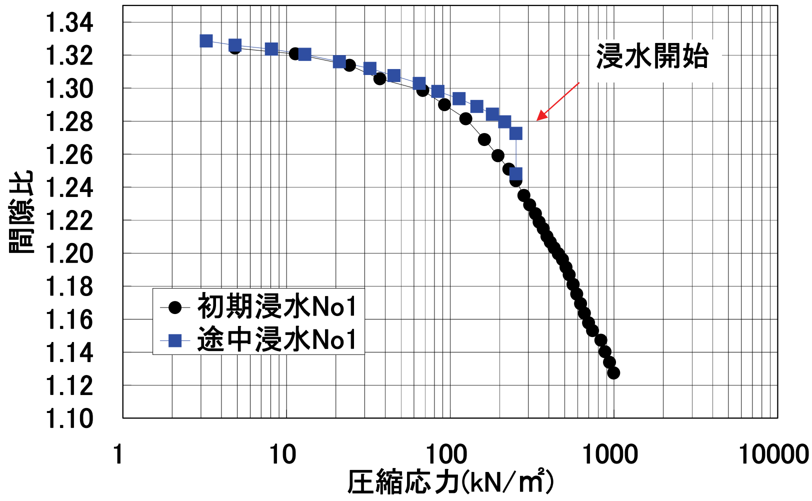


図－4.74　粘着力の低下に伴う安全率の変化

４．４．３　石こう混じりまさ土供試体の強度特性の検討 [37)]

前項の一面せん断試験の結果から，まさ土は撹乱状態では不撹乱状態に比して，粘着力が低下することがわかった．しかし，地震後の降雨による斜面崩壊地において，地震動により不撹乱状態の土が前項の実験のような完全に乱された状態になるとは考えにくい．そこで，繰返し三軸試験機を用いて，繰返し荷重を与えた後で圧密排水（CD）試験を行った土と繰返し荷重を与えない状態で圧密排水（CD）試験を行った土のせん断強度を比較することにより繰返し荷重が土のせん断強度に及ぼす影響を検討することとした．つまり，繰返し荷重を地震動と見なし，供試体を破壊させない程度の繰返し荷重を与えることにより，せん断強度がどのように変化するのかを調べることとした．試験の供試体には，土粒子間の骨格構造を有する不撹乱試料が必要となるが，不撹乱まさ土はサンプリングが困難であり，試料間のばらつきも大きいと考えられる．そこで，本研究では，土粒子間の骨格構造を人為的に生じさせるため，不撹乱状態のまさ土を模した石こう混じりまさ土供試体を用いることとした．なお，石膏混じり供試体の浸水による変形特性を見るために初期浸水，途中浸水させた供試体に対し，定ひずみ速度載荷による圧密試験が行われている [39)]．定ひずみ速度載荷による圧密試験の結果を**図－4.75** に示す．**図－4.75** より，先行圧密降伏応力，

圧縮指数が石こう混じり供試体においても求められることがわかる．加藤[40]は粘性土の圧密試験中に浸水を行うことにより，サクションが生じ，有効応力が失われ，土構造が破壊されて体積圧縮（コラプス）が生じることを示している．**図－4.75** より浸水開始後間隙比が降下し，初期浸水条件の挙動と同じになることから石こう混じり供試体においてもコラプスが生じていることが確認できる．このことから石こう混じり供試体は自然土と同様の変形特性を示すことがわかる．



図－4.75　定ひずみ速度載荷による圧密試験の結果[40]

本項では，次項で行う繰返し三軸試験の予備実験として，石こう混じりまさ土供試体が有する力学特性ならびに強度のばらつきを調べるため，以下に述べる方法で一軸圧縮試験を行なった．

（１）石こう混じりまさ土供試体の作製方法

まさ土（神戸市須磨区にて採取）の撹乱試料と石こう（吉野石膏製ハイストン N）とを混合したものを，最小密度試験法[41]を参考に漏斗を用いて自然落下法によって，直径 5cm×高さ 10cm の紙製のソノモールド（以下，モールドとする）に入れる．なお，まさ土と石こうの質量比は 10：1 とし，前項で用いたまさ土の粒度組成（粒径加積曲線）を参考に，2mm 径のふるい通過試料の内，75，106，250，425，850μm のふるい残留分の質量が**表－4.10**（300g のまさ土試料を想定）のようになるよう粒度調整を行ったまさ土を用いることとした．

表－4.10　粒度調整試料作製のための各ふるい径残留試料の質量

ふるい径 (μm)	質量 (g)	ふるい径 (μm)	質量 (g)
2,000	0.00	0.250	45.53
850	96.07	0.106	64.61
425	76.56	0.075	17.24

つぎに，モールドに入れた状態で 24 時間水浸させた後，水から引き上げ，温度，湿度ともに一定の場所で一週間気乾燥させた．その後，モールドから供試体を取りだし，マイターボックスを用いて成型し，さらに気乾燥させる．

（２）石こう混じりまさ土供試体の力学特性

不撹乱まさ土を模した石こう混じりまさ土供試体の力学特性ならびに強度のばらつきの程度を確認するため，一軸圧縮試験を行う．試験装置は，マルイ電動式万能圧縮試験機を用いた．

1) 試験条件

圧縮速度 0.5mm/min の定ひずみで，圧縮応力をデータロガーにより計測する．

2) 試験終了の判定基準

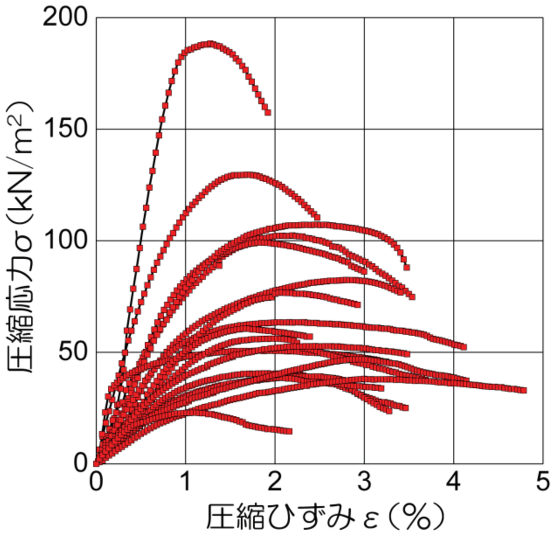
応力の値がピーク強度を示し，その後応力が低下しているのを確認できた段階で試験を終了する．

3) 含水比の測定

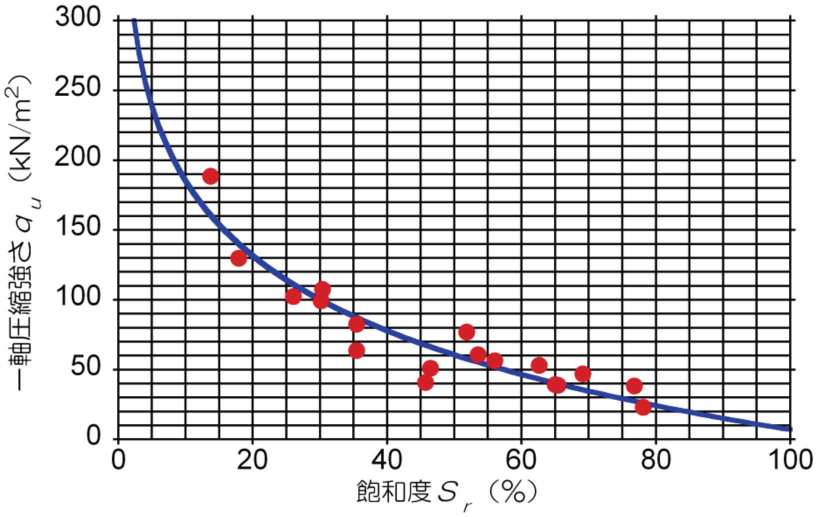
破壊後の供試体の含水比 w を測定する．得られた含水比 w と土粒子の密度 ρ_s（＝2.650g/cm^3）から間隙比 e，飽和度 S_r を算定する．

4) 試験結果

表－4.11 に各供試体の試験結果をまとめたものを，**図－4.76** に応力－ひずみ曲線（σ-ε 関係）を，**図－4.77** に飽和度と一軸圧縮強さの関係（S_r-q_u 関係）を示す．**表－4.11** より，各供試体の間隙比 e は 0.87～0.94（平均：0.92，標準偏差：0.02）とほぼ同一の条件で作製できていることが分かる．



図－4.76　各供試体の応力－ひずみ曲線



図－4.77　飽和度 S_r と一軸圧縮強さ q_u との関係

表－4.11　一軸圧縮試験に用いた供試体とその試験結果

供試体 No.	含水比 w (%)	間隙比 e	飽和度 S_r (%)	一軸圧縮強さ q_u (kN/m^2)
1	25.62	0.87	78.15	22.96
2	26.02	0.90	76.82	38.07
3	24.50	0.94	69.17	46.92
4	21.29	0.86	65.45	38.64
5	22.84	0.93	65.04	39.17
6	21.28	0.90	62.65	52.80
7	18.32	0.87	56.05	56.14
8	18.50	0.92	53.56	60.66
9	17.99	0.92	51.86	76.77
10	16.49	0.94	46.49	50.77
11	15.69	0.91	45.75	40.63
12	12.36	0.92	35.49	63.47
13	12.44	0.93	35.47	82.41
14	10.66	0.93	30.40	107.12
15	10.41	0.91	30.21	99.20
16	9.13	0.93	26.07	102.40
17	6.17	0.91	17.91	129.58
18	4.71	0.91	13.73	188.38

一方，**図－4.76** より各供試体の一軸圧縮強さは，試料によって大きく異なっているが，**図－4.77** より飽和度の値が近ければ，ほぼ同じような一軸圧縮強さを示すことがわかる．

また，各供試体の一軸圧縮強度は飽和度が低いと高くなり，反対に飽和度が高いと強度が低くなっている．このような傾向は，不撹乱まさ土が有する飽和度の増加に伴って強度が大きく低下する性質と同様の傾向を示しているといえる．また，一軸圧縮強度の値も，飽和度が 50%以上であれば，青山 [42]によって示されている不撹乱まさ土の一軸圧縮強度（10～50 kN/m^2）と同程度の強度を持っているといえる．

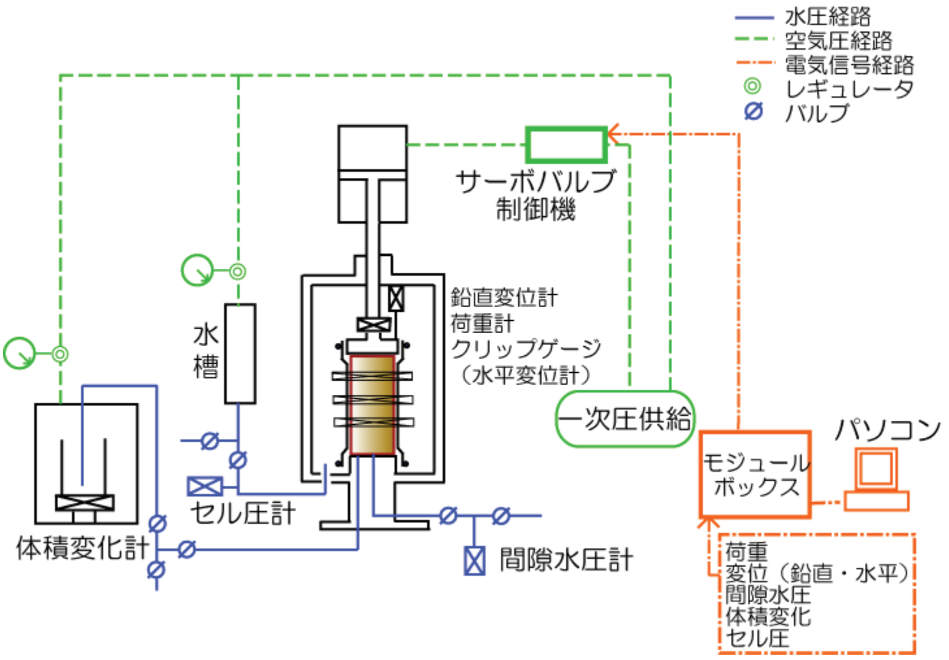
本実験ならびに既往の実験結果 [39]から，石こう混じりまさ土供試体は，飽和度の値を調整することで，同程度の強度特性をもつ供試体となり，サンプリング困難な不撹乱まさ土の代用として，次項で行う繰返し三軸試験の供試体として使用に適切である判断した．

４．４．４　繰返し三軸圧縮試験機による繰返し荷重及び水浸が土の強度特性に及ぼす影響に関する検討 [37]

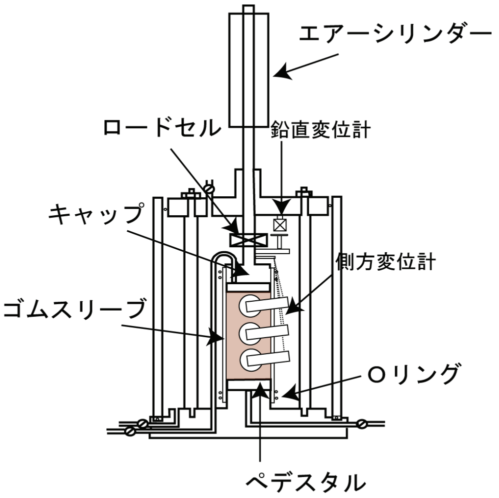
本項では，地震動が土の強度特性にどのような影響を及ぼすのかを調べるため，繰返し荷重を地震動と想定し，繰返し荷重を与えた後で圧密排水（CD）試験を行った土と繰返し荷重を与えない状態で圧密排水（CD）試験を行った土のせん断強度を比較することにより，加振前後のせん断強度がどのように変化するのかを検討する．さらに，繰返し荷重を与えた後，供試体を水浸させることのより飽和した後で圧密排水（CD）試験を行った土のせん断強度と比較することで，地震後の降雨がせん断強度にどのような影響を与えるのかについても検討を行う．

（１）試験装置の概要

図－4.78 に本項で用いる繰返し三軸圧縮試験機のシステム概略図を，図－4.79 に三軸圧力室内の模式図を示す．



図－4.78　繰返し三軸圧縮試験機の概略図



図－4.79　三軸圧力室内の模式図

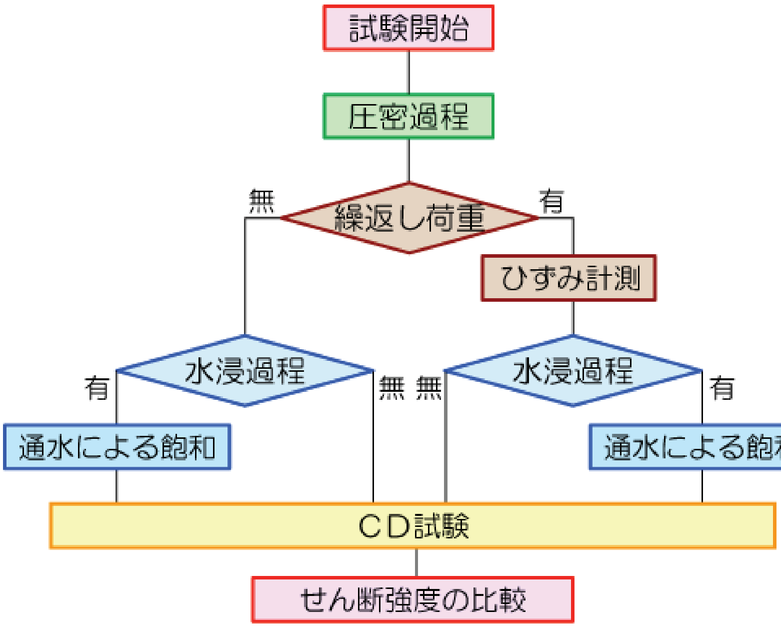
軸荷重はエアーシリンダー内に空気圧を加えることによって与えることができ，軸荷重の測定は，ピストン摩擦の影響を受けないように，三軸セル圧内の供試体の上部に設置されたロードセル（容量 20kN）によって測定される．なお，使用したエアーシリンダーは上下動が可能な複動型のもので，空気圧を加えることで圧縮及び伸張試験を行うことができる構造となっている．側圧は三軸圧力室下部では空気圧を与えることによって与える．

圧力室内は供試体上部の載荷キャップまで水が満たされており，このため側圧は水圧として加わる．軸変位の測定には，高感度の微小変位検出器(ギャップセンサー，2 組)を用いる．これは三軸圧力室内に設けてあり，載荷キャップの上下動を計測する．供試体の体積変化は，側方変位を測定することにより求める．具体的には，供試体の上端から H/4，H/2，3H/4（H：供試体高さ）の位置に横変位検出器（クリップゲージ，3 組）をゴムスリーブの表面に貼り付け，供試体の横方向の変化を計測する．一方，飽和させた供試体の場合には，耐圧容器内に設置された高感度荷重計（容量 2.0N）によって排水量の変化として体積変化は計測される．具体的には，供試体から排出された水が，高感度荷重計上方に設置された容器に導かれ，その重さの変化を計測することにより体積変化を求めている．繰返し荷重の制御は，サーボバルブ制御装置を用いた鉛直ひずみ制御とした．サーボバルブ制御装置は入力電圧に対し，接続された計器（ロードセル，鉛直変位計等）の信号が設定値となるように空気圧を制御する装置である．装置自体が正弦波波形を出力することができ，また，外部から電圧を入力することで任意の値に制御することができる．本試験ではサーボバルブ制御装置に鉛直変位計を接続し，ひずみ制御により試験が行えるようにしている．荷重及びひずみを測定するソフトウェアとしては，日本ナショナルインスツルメンツ社の LabVIEW を用いている．LabVIEW は計測・制御に特化したプログラムで，モジュールボックスを通して，装置への入出力 A/D 変換，D/A 変換（A：アナログ信号，D：デジタル信号）といった作業ができる．さらに，プログラミング機能を有しており，得られた測定値から任意の制御を行うことや測定結果の図化，解析などの作業も行うことができる．本試験では，圧密過程での応力制御は設定応力となるように LabVIEW により軸変位を算出し，サーボバルブ制御装置に電圧を出力して行うこととした．また，繰返し荷重載荷時な

らびに，三軸圧縮試験時はひずみ制御法とする．ひずみ制御法を用いる理由としては，繰返し試験においては，終始一定振幅を保つ事が出来る点，ひずみ軟化挙動をうまく追随できる点など，応力制御法よりもひずみ制御法の方が安定した挙動を得る事ができると考えたためである．なお，圧密完了後から繰返し載荷開始まで，繰返し載荷終了後から三軸圧縮試験開始前を行うまでの間，応力を一定に保つよう制御し，連続的に試験が行えるようになっている．

（２）試験条件

図－4.80 に本試験のフローチャートを示す．本試験では，このフローチャートに従って，4 つの異なる条件下で圧密排水（CD）試験を行い，それぞれのせん断強度を求める．なお，それぞれの条件は，**表－4.12** に示したように，地震前の無降雨時ならびに降雨時，地震後の無降雨時ならびに降雨時の状態の土のせん断強度を再現するために行っている．以下に，試験条件の詳細を述べる．



図－4.80　本試験のフローチャート

表－4.12　試験条件と想定する土の状態

試験条件	繰返し荷重載荷	水浸過程	想定する土の状態
1	無	無	地震前の無降雨時
2	無	有	地震前の降雨時
3	有	無	地震後の無降雨時
4	有	有	地震後の降雨時

1) 供試体の作製

供試体として前章の石こう混じりまさ土供試体を用いる．前述したように，試験に用いる供試体の飽和度を調整することで，ほぼ同様の強度を有する供試体を作製することが可能である．そこで，式（4.16）により，供試体の体積と重さを測定することで初期飽和度を求めることとした．なお，前章で用いた供試体の間隙比の平均値 0.92 を各供試体の間隙比の仮定値として用いることとする．この式により，試験に用いる供試体の飽和度と近い値が試験前に得られることとなる．

$$S_r = \frac{(1+e)W - \rho_s V}{eV} \tag{4.16}$$

ここで，W：供試体の重さ(g)

V：供試体の体積(cm^3)

ρ_s：土粒子の密度(g/cm^3)(=2.650)

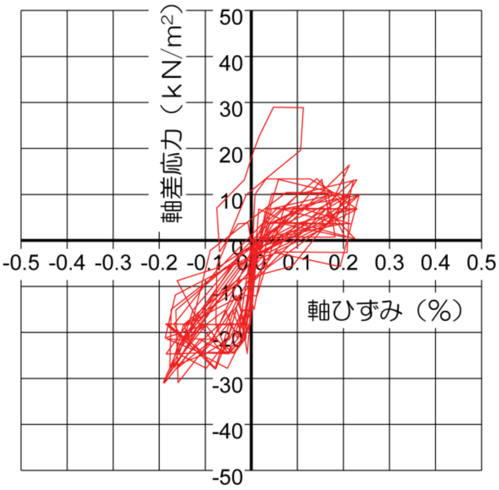
2) 圧密過程

設置した供試体に対し，等方圧密を行う．なお，本試験では，圧密圧は六甲山系における平均的な崩壊深さ（1.0～1.5m）に相当する 20 kN/m^2 とした．

3) 繰返し荷重載荷過程

圧密終了後，試験条件 3，4 については繰返し荷重を与える．なお，上述したように繰返し荷重はひずみ制御とし，破壊には至らないが変形が生じ始めるひずみレベルが 10^{-3} 程度であること [33)] を参考に，ひずみは供試体高さに対し，圧縮，伸張それぞれの方向に 0.2% の振幅になるように周期 1 秒の正弦波を 20 波与えることとする．一例として，**図－4.81** に繰返し荷重載荷時の軸差応力－軸ひずみの関係（供試体 No.3-1）を示す．

載荷初期では，制御が追いつかず軸ひずみ量が設定値と異なる値をとっているが，その後は圧縮，伸張それぞれの方向に約 0.2%の軸ひずみが与えられている．なお，繰返し荷重載荷後は，等方圧密（$\sigma_1 = \sigma_3 = 20$ kN/m^2）条件になるよう軸圧を調整した．



図－4.81　軸差応力－軸ひずみの関係（供試体 No.3-1）

4)水浸過程

試験条件 2，4 については，供試体内に脱気水を通すことにより飽和させる．飽和は，圧力室内の上端と下端のバルブを開け，排水チューブ内に気泡がなくなるまで供試体に水槽から脱気水を通した．この方法は，供試体内の空気を脱気水で置き換えるという考え方で，透水性がよい試料にとっては有効な方法であるといえる．

5)圧密排水（CD）試験

ひずみ速度が 0.1%/min となるような定ひずみ速度載荷で圧密排水試験を行った．体積ひずみの測定については，側方変位ならびに鉛直変位から二次近似したものと円柱近似したものの平均値として算定する．また，飽和状態を想定した水浸過程を経た供試体については，前述したように排水量から求めることとした．

6)含水比測定

破壊後の含水比を測定し，間隙比，飽和度を求める．

（３）試験結果

表－4.13 に各供試体の物性値を示す．**表－4.13** より，各供試体の初期間隙比は当初想定していた 0.92 に比して，やや大きい値となっているが，概ね 0.95 前後の値となっており，均一な供試体が作製できているといえる．また，繰返し荷重載荷後の間隙比は初期の間隙比に比べて若干小さくなった程度である．飽和度は，水浸過程を行わなかったものについては 52～57%であり，概ね想定した範囲の飽和度に収まっているといえる．また，水浸過程を経ることにより，飽和度は 80～100%となっており，飽和度が 30～40%増加している．

表－4.13　各供試体の物性値

供試体 No.	試験条件	間隙比 e		飽和度 S_r (%)
		初期	繰返し荷重載荷後	
1-1	1	0.93	-	56.47
1-2		0.97	-	56.16
1-3		0.92	-	56.64
2-1	2	0.95	-	81.31
2-2		0.99	-	90.24
2-3		0.94	-	87.16
3-1	3	0.97	0.95	57.30
3-2		0.95	0.86	56.42
3-3		0.93	0.91	52.91
4-1	4	0.99	0.97	99.63
4-2		1.00	0.98	80.14
4-3		1.02	0.98	84.53

1) 試験条件 1（繰返し荷重載荷：無，水浸過程：無）

繰返し荷重載荷ならびに水浸過程を行わない条件下（地震前の無降雨時を想定）での圧密排水試験結果としての軸差応力－軸ひずみの関係（q-ε_a関係）ならびに体積ひずみ－軸ひずみの関係（ε_v-ε_a関係）を図－4.82 に示す. 図－4.82 より, ピーク強度は 115～133kN/m^{2}となり，平均ピーク強度は 123 kN/m^{2}となった．3 供試体ともに明確なピークを持たない曲線を描いており, 供試体 1-1 が他の供試体に比べ, やや大きなせん断強度となっている．また，ε_v-ε_a関係より，体積は 3 供試体ともせん断とともに減少し，負のダイレタンシーを示している．

2) 試験条件 2（繰返し荷重載荷：無，水浸過程：有）

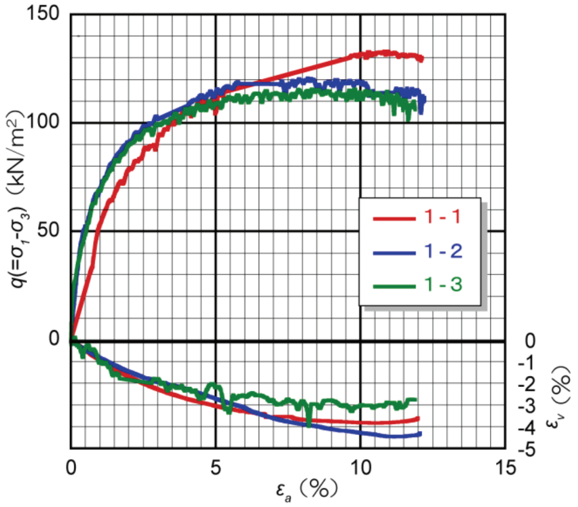
繰返し荷重を与えないで水浸過程のみを行った条件下（地震前の降雨時を想定）での圧密排水試験結果としての軸差応力－軸ひずみの関係（q-ε_a関係）ならびに体積ひずみ－軸ひずみの関係（ε_v-ε_a関係）を図－4.83 に示す. 図－4.83 より, ピーク強度は 81～90 kN/m^{2}となり，平均ピーク強度は 81 kN/m^{2}となった．供試体 2-1 は，せん断強度が緩やかに増加する応力経路となっており，その他の供試体は明確なピークは持たず，軸ひずみεa が 7%付近から一定値となる結果となった．また，ε_v-ε_a関係より，供試体 1-1～3 と同様に，せん断中は体積が減少している．

3) 試験条件 3（繰返し荷重載荷：有，水浸過程：無）

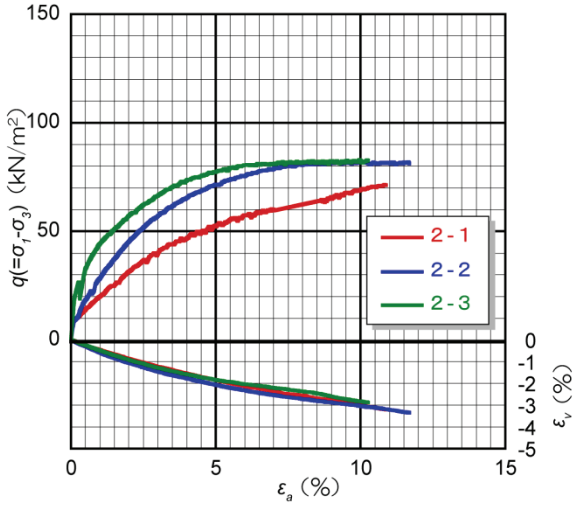
繰返し荷重を与えた後に水浸過程を行わない条件下（地震後の無降雨時を想定）での圧密排水試験結果としての軸差応力－軸ひずみの関係（q-ε_a関係）ならびに体積ひずみ－軸ひずみの関係（ε_v-ε_a関係）を図－4.84 に示す. 図－4.84 より, ピーク強度は 91～108 kN/m^{2}となり，平均ピーク強度は 101 kN/m^{2}となった．供試体 3-1 の強度が他の供試体に比してやや小さくなったものの，3 供試体とも繰返し載荷前の供試体と同様に明確なピーク強度を持たない曲線を描いた．また，ε_v-ε_a関係より，繰返し荷重を載荷していない供試体と同様に，体積は 3 供試体ともせん断とともに減少し，負のダイレタンシーを示している．

4) 試験条件 4（繰返し荷重載荷：有，水浸過程：有）

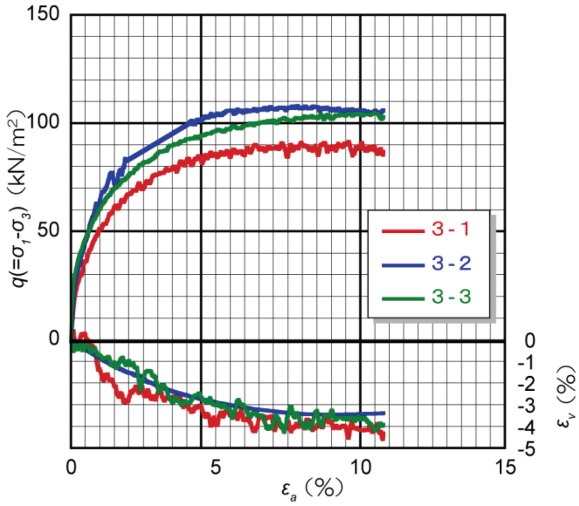
繰返し荷重を与えた後に水浸過程を行った条件下（地震後の降雨時を想定）での圧密排水試験結果としての軸差応力－軸ひずみの関係（q-ε_a関係）ならびに体積ひずみ－軸ひずみの関係（ε_v-ε_a関係）を図－4.85 に示す．図－4.85 より，ピーク強度は 57～76 kN/m^{2}となり，平均ピーク強度は 69 kN/m^{2}となった．供試体 4-3 は，せん断試験中に制御が乱れたため，軸ひずみ 3～7%の範囲でグラフが乱れている．また，供試体 4-1 は他の供試体に比してピーク強度が小さい．また，ε_v-ε_a関係より，他の条件の供試体と同様に，体積は 3 供試体ともせん断とともに減少し，負のダイレタンシーを示している．



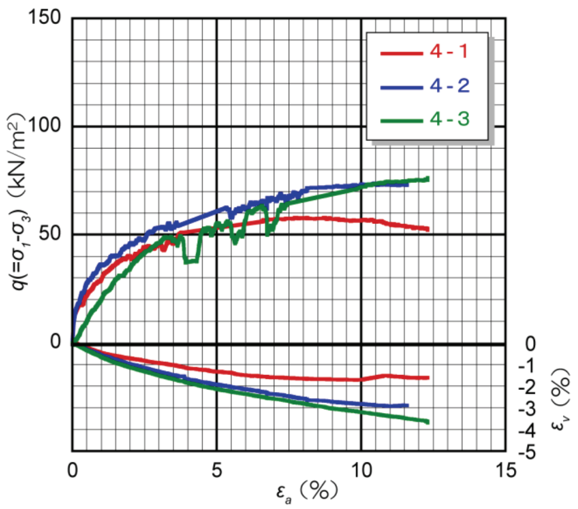
図－4.82　q-ε_a 関係と ε_v-ε_a 関係（試験条件 1）



図－4.83　q-εa 関係と εv-εa 関係（試験条件 2）



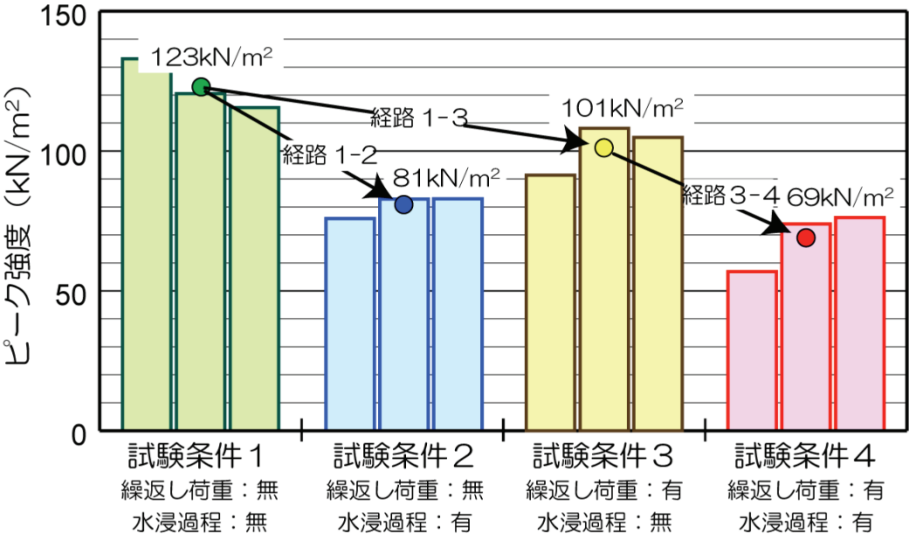
図－4.84　q-ε_a 関係と ε_v-ε_a 関係（試験条件 3）



図－4.85　q-ε_a 関係と ε_v-ε_a 関係（試験条件 4）

（４）試験条件の違いによる強度の比較

図－4.86 に各試験条件における供試体のピーク強度とそれぞれの試験条件ごとの平均ピーク強度を示す．



図－4.86　各試験条件におけるせん強度の違い

各試験の平均ピーク強度を比較すると，試験条件 1 が最も大きく，続いて試験条件 3，試験条件 2，試験条件 4 という順になっており，繰返し荷重載荷ならびに水浸に伴う飽和度の上昇により，強度が低下していることが分かる．試験条件 1 と 3 を比較すると，試験条件 1 の平均ピーク強度 123 kN/m^2 に対して，試験条件 3 の平均ピーク強度が 101 kN/m^2 であり，繰返し荷重の影響により石こう混じりまさ土供試体の強度が 18%低下している．一方，試験条件 1 と 2 を比較すると，試験条件 1 の平均ピーク強度 123 kN/m^2 に対して，試験条件 2 の平均ピーク強度が 81 kN/m^2 であり，水浸に伴う飽和度の上昇により強度が 35%低下している．また，試験条件 3 と 4 を比較すると，試験条件 3 の平均ピーク強度 101

kN/m^2 に対して，試験条件 4 の平均ピーク強度が 69 kN/m^2 であり，水浸に伴う飽和度の上昇により強度が 32%低下している．試験条件 1 と 2 ならびに試験条件 3 と 4 の比較結果から，水浸による飽和度の上昇に伴う強度の低下は，繰返し荷重を与えなかった場合，繰返し荷重を与えた場合ともに同程度の割合で大きく低下する結果となっている．一方，試験条件 1 と 4 を比較すると，試験条件 1 の平均ピーク強度 123 kN/m^2 に対して，試験条件 4 の平均ピーク強度が 69 kN/m^2 であり，繰返し荷重ならびに水浸による飽和度の上昇に伴い，強度が 44%低下している．つまり，繰返し荷重による強度低下と水浸による強度低下のため，強度が元の状態の約半分程度になっているといえる．このことは，繰返し荷重載荷を地震の影響，水浸を降雨による影響とし，地震前の無降雨時の強度を基準にすると，地震前には降雨によって土の強度は 35%低下する（**図－4.86** の経路 1-2）のに対し，地震後には強度が 18%低下（**図－4.86** の経路 1-3）し，さらに降雨によって強度が 44%低下（**図－4.86** の経路 1-3-4）と，地震後の降雨時が最も強度が低下した状態となっているといえる．

一般に，緩詰の砂に繰返し荷重を載荷した場合，締固められることにより，結果としてせん断強度が増加することが考えられる．しかし，本試験の結果から，繰返し荷重載荷によってピーク強度に低下が見られた．このことは，石こうによりまさ土粒子間を固着させるような力が働いている場合（言い換えれば骨格構造を有している土の場合），繰返し荷重によるせん断ひずみの増加によって土粒子の骨格構造が崩れ，結果として強度の低下につながったのではないかと考えられる．

４．４．５　地震後の降雨による斜面崩壊発生機構

本項では，試験結果をもとに，地震後の降雨による斜面崩壊の発生機構に関する考察を行う．４．４．３項の不撹乱・撹乱状態のまさ土を用いた一面せん断試験の結果から，まさ土の様な土粒子間に骨格構造を有する土は，乱されることによりせん断強度が平均 36%低下することが確認された．また，４．４．４項の試験結果から，４．４．３項の試験のように完全に乱さなくとも，10^{-3} 程度のひずみを与える繰返し荷重により，せん断強度が平均 18%低下することが確認された．つまり，土粒子間に骨格構造を有する土は，一面せん断試験で用いた撹乱土のように完全に乱されなくとも，せん断に伴う体積変形が起こり始める程度のひずみが生じることにより，せん断強度が低下するといえる．地震応答解析の結果から，斜面内の凸部の場所や表土層が 2m を超えるような場所で地震動が増幅され，その結果，斜面内の他の場所に比して大きなせん断ひずみが発生しやすいことを４．３節で述べた．したがって，このような場所では地震動の影響を大きく受け，地震時に生じたせん断ひずみにより土粒子間の骨格構造が崩れ，土のせん断強度が低下したことが考えられる．また，４．４．３項の結果より，せん断強度の低下は内部摩擦角ではなく，粘着力の低下に起因するものであったことから，４．４．４項の強度低下も土粒子間の骨格構造が崩れることにより土粒子間の結合力，つまり粘着力の低下に起因するものであったと考えられる．また，４．４．４項の試験結果から，供試体を水浸させることにより飽和度を上昇させた結果，さらに強度が低下した．この傾向は，繰返し荷重を与えた場合，与えなかった場合のどちらにおいても見られた傾向であった．一般に，不飽和状態の土には，土粒子間に存在するメニスカス水の影響により生じたサクションによる見かけの粘着力が存

在する．上記の傾向は，飽和度の上昇に伴いこの見かけの粘着力が消失していくことによるせん断強度の低下現象を示しているといえる．

以上のことから，地震後の降雨による崩壊メカニズムとしては，地震動によって生じたせん断ひずみによる土粒子間の骨格構造の破壊に伴う粘着力の低下によりせん断強度が低下し，さらに，その後の降雨により飽和度が上昇し，見かけの粘着力の低下に伴うさらなるせん断強度の低下が起こったと考えられる．特に，表層崩壊のような斜面崩壊の場合には，粘着力の変動が斜面の安定性に及ぼす影響が大きいことから，このような地震動の影響が兵庫県南部地震後の降雨による斜面崩壊を引き起こした要因の１つであると思われる．

４．４．６　まとめ

本項では，地震後の降雨により発生した斜面崩壊地に地震動が及ぼす影響として，土の強度特性に着目し，一面せん断試験機ならびに繰返し三軸試験機を用いた実験的検討を行い，地震後の降雨による斜面崩壊発生メカニズムの考察を行った．以下に得られた結果を列挙する．

１）土粒子間の骨格構造破壊に伴うせん断強度低下を調べるため，不撹乱土を「骨格構造を有する土」，撹乱土を「骨格構造を有さない土」として，それぞれのせん断強度を現場一面せん断試験により求め，比較を行った．その結果，不撹乱状態から撹乱状態になることにより，せん断強度が低下した．これは，土が乱されることにより，土粒子間の骨格構造が破壊され，その結果，土粒子同士の結合力である粘着力が低下したことに起因するものであった．

２）供試体としての扱いやすさの観点から，土粒子間の骨格構造を人為的に生じさせることにより不撹乱状態のまさ土を模した石こう混じり供試体を用いることとした．この石こう混じりまさ土供試体が有する力学特性を調べるため,一軸圧縮試験を行なった．その結果，石こう混じりまさ土供試体は，飽和度の値を調整することで，同程度の強度特性をもつ供試体となり，一軸圧縮強度の値も過去に求められている不撹乱まさ土の一軸圧縮強度と同程度であった．以上の結果ならびに既往の実験結果から，サンプリング困難な不撹乱まさ土供試体の代用として石こう混じりまさ土供試体は適切であると判断した．

３）地震動が土の強度特性にどのような影響を及ぼすのかを調べるため，繰返し三軸圧縮試験装置を用いて，加振前後のせん断強度がどのように変化するのかを検討した．具体的には，繰返し荷重を地震動と想定し，繰返し荷重を与えた後で圧密排水（CD）試験を行った土と繰返し荷重を与えない状態で試験を行った土のせん断強度を比較した．さらに，地震後の降雨がせん断強度にどのような影響を与えるのかについても検討を行った．その結果，繰返し荷重載荷ならびに水浸に伴う飽和度上昇により，せん断強度が低下することが分かった．繰返し荷重載荷を地震の影響，水浸を降雨による影響とし，地震前の無降雨時の強度を基準にすると，地震前には降雨によって土の強度は

35%低下するのに対し, 地震後には強度が 18%低下し, さらに降雨によって強度が 44%低下し，強度が元の状態の約半分程度になっており，地震による強度低下とその後の降雨による強度低下のため，地震後の降雨時が最も強度が低下した状態となっていたと考えられる.

4）地震後の降雨による斜面崩壊発生のメカニズムとしては，地震動によって生じたせん断ひずみによる土粒子間の骨格構造の破壊に伴う粘着力の低下によりせん断強度が低下し，さらに，その後の降雨により飽和度が上昇し，見かけの粘着力の低下に伴うさらなるせん断強度の低下が起こったと考えられる．特に，表層崩壊のような斜面崩壊の場合には，粘着力の変動が斜面の安定性に及ぼす影響は大きいことから，このような地震動の影響が兵庫県南部地震後の降雨による斜面崩壊を引き起こした要因の 1 つであると思われる.

４．５　まとめ

兵庫県南部地震時には六甲山系および淡路島において，多くの山腹斜面崩壊が発生し，その数は六甲山系で 747 ヵ所であった．さらに，六甲山系では地震後の降雨に伴って崩壊の拡大や新規崩壊が数多く発生し，兵庫県南部地震後から平成 7 年（1995）年 10 月末まで約 10 ヶ月の間に，地震による崩壊数を上回る 935 ヵ所の山腹斜面崩壊が発生した．これらの地震後の崩壊を引き起こした誘因としては，地震後の降雨が考えられるが，平成 7 年（1995）年の降雨量は，過去 10 年間の降雨量と比較しても，時間雨量，日雨量，年間雨量のいずれにおいても，ほぼ平年並の降雨量であった．このことは，言い換えれば，兵庫県南部地震直後には地震動の影響を受けたにもかかわらず，崩壊には至らなかった斜面が数多く六甲山系には存在しており，それらの斜面において地震前では崩壊発生には至らないような少ない降雨量であったにもかかわらず，崩壊が発生したことが考えられる．本章では,このような地震後の降雨による斜面崩壊は,崩壊発生の最終的な誘因は降雨であるが，地震動が大きく影響したため，これらの崩壊地で崩壊が発生したと考え，地震後の降雨による斜面崩壊発生のメカニズムを解明する上で重要となる地震動が地震後の降雨による斜面崩壊発生に及ぼした影響について，解析ならびに実験を行うことにより考察を行った．４．２節では，まず，地震後の降雨による斜面崩壊地の実態を明らかにするため，兵庫県南部地震後の降雨による斜面崩壊がどのような地形条件の場所で発生していたのかを明らかにした．４．３節では，六甲山系の南東部に位置する五助橋地区において，兵庫県南部地震およびその後の降雨により崩壊した斜面ならびに非崩壊斜面を対象として地震応答解析を行い，これらの斜面内における地震応答特性を比較検討することにより，地震動がこれらの斜面に及ぼす影響の違いを検討した．さらに，斜面形状や表土層厚分布が地震応答特性に及ぼす影響についても検討を行った．４．４節では地震後の降雨により発生した斜面崩壊地に地震動が及ぼす影響として，土の強度特性に及ぼす影響に着目し，一面せん断試験機ならびに繰返し三軸圧縮試験機を用いた実験的検討を行い，地震後の降雨による斜面崩壊発生メカニズムの考察を行った．得られた結論を以下に列挙する．

１）六甲山系では，兵庫県南部地震後から平成 7 年（1995）年 10 月末までに，地震による崩壊数を上回る 938 ヵ所の山腹斜面崩壊が発生しており,それらは,新規崩壊が 93.9%と非常に多く，地震時に崩壊した斜面が拡大したものはわずかに 6.1%であった．このことは，地震後の降雨に伴って発生する斜面災害の軽減を図るためには，地震時には崩壊が発生しなかった斜面での新規崩壊の発生について懸念する必要がある．

２）兵庫県南部地震後の降雨により発生した崩壊地の地形分類の特徴としては，縦断形状では直線型，横断形状としては平行型の斜面で崩壊が数多く発生していた．また，縦横断形状の両者を考慮した場合，直線平行型形状を示す斜面での発生が 67.3%と最も多く,次いで凸平行型ならびに直線尾根型形状を示す斜面での発生が 8.2%となっていた．また，直線谷型や凹平行型といった比較的集水性の高い場所でも，わずかではあるが崩壊が発生していた．これらの傾向は，過去の地震に起因した土砂移動箇所の斜面形状としては，凸型斜面と尾根型斜面，直線型斜面が合成して形成される斜面での

崩壊発生率が高いことと比較すると，兵庫県南部地震後の降雨により発生した崩壊地の地形分類の特徴としては，地震を誘因とする崩壊地の特徴に近い結果であった．

3）兵庫県南部地震後の降雨による崩壊地は，兵庫県南部地震と比較すると緩傾斜の場所においても崩壊が発生しているが，全体の傾向としては，従来の降雨時の崩壊地に比してより急傾斜の場所で崩壊が多発していた．

4）斜面崩壊地の地形的特徴を六甲山系全体との比較において定量的に検討するため，数値標高モデルを用いた地形立地解析を行った結果，地震後の降雨による斜面崩壊地の地形的特徴としては以下のことが挙げられる．i）六甲山系における中腹から斜面上方に位置する場所において崩壊が発生しやすかった．ii）兵庫県南部地震と比較すると緩傾斜の場所においても崩壊が発生しているが，全体の傾向としては，従来の降雨時の崩壊地に比してより急傾斜の場所で崩壊が発生しやすかった．iii）地表面の凹凸に関係なく崩壊が起こっていたといえ，傾向面の偏差に関しては，兵庫県南部地震時の崩壊地の傾向とはやや異なっていた．

5）以上の結果から，兵庫県南部地震後の降雨により発生した崩壊地は最終的な誘因は降雨であるにもかかわらず，むしろ地震を誘因とする崩壊地の特徴に近い結果であったといえる．このことは，何らかの地震動の影響を受けたが崩壊には至らなかった斜面がその後の降雨により崩壊したため，これらの地形形状を示す場所での崩壊率が高くなったのではないかと考えられる．

6）兵庫県南部地震およびその後の降雨により崩壊した斜面ならびに非崩壊斜面を対象として行った地震応答解析の結果から，最大応答加速度は，地震時における崩壊斜面では他の斜面より大きな加速度分布域を示し，崩壊発生箇所である地表面の遷急点において最大値を示した．地震後の降雨により崩壊した斜面では，崩壊発生箇所の上部もしくは斜面頂部の地表面で最大値を，一方，非崩壊斜面では，斜面上方の地表面において最大値を示した．また，最大応答加速度の値は，概ね地震時崩壊斜面＞地震後崩壊斜面＞非崩壊斜面の傾向を示し，地震により崩壊した斜面で大きく，非崩壊斜面では小さいという結果であった．また，基岩内の応答加速度は標高に応じて増幅されていく傾向が見られた．一方，表土層内においては，表土層が厚い地点や地表面の形状が遷急点を形成している地点において応答加速度は増幅する傾向が見られた．

7）最大せん断ひずみは，表土層と基岩の境界において概ね 1.0×10^{-4} のオーダーの値が見られるが，地震時の崩壊斜面の崩壊発生箇所では 1.0×10^{-3} 以上の最大せん断ひずみを示した．また，地震後の降雨により崩壊した斜面では，地震時の崩壊斜面に比して小さい 5.0×10^{-4} 程度の最大せん断ひずみが崩壊発生箇所で生じていた．このひずみのレベルは大ひずみまたは中ひずみと呼ばれる範囲であり，破壊には至らないが部分的亀裂など何らかの変形が生じはじめるひずみの大きさであった．一方，非崩壊斜面でも

地震後の降雨により崩壊した斜面と同程度の最大せん断ひずみが生じている箇所もみられる．また，大きな最大せん断ひずみが発生している地点は，表土層が厚い地点や基岩面の形状が遷急点を形成している地点であったといえる．

８）兵庫県南部地震により崩壊が発生していた斜面では，斜面内でも特に地震動が大きく作用した場所において崩壊が発生していた．また，その後の降雨により崩壊が発生した斜面でも，地震によって崩壊した箇所と比較すると小さいが，斜面内において地震動の影響を大きく受けた箇所で崩壊が発生していた．一方，非崩壊斜面では，崩壊斜面に比して地震動の影響が小さい場合と崩壊斜面と同程度の地震動が作用している場合が見られ，後者の場合は傾斜，降雨の集水性，植生といった他の要因により，地震動の影響を受けたにもかかわらず，地震後の降雨により崩壊には至らなかったと思われる．また，斜面内における最大応答加速度や最大せん断ひずみの応答特性には斜面形状や表土層厚分布が影響している．

９）地震応答解析結果を用いて，地形形状ならびに表土層厚が山腹斜面における地震動応答特性に及ぼす影響の定量的評価を行った．最大応答加速度に関しては，表土層内においては表土層が 2.0m を上回るような厚い地点では，薄い地点に比べ，表土層内の加速度応答倍率が 1.1～1.3 倍となり，表土層内において加速度が増幅される傾向を示した．また，地表面の縦断面形状が凸型を示すような遷急点を形成している地点では，より加速度は増幅されることがわかった．また，基岩内においては，標高が高い位置になるほど基岩内の加速度応答倍率が高い値を示し，斜面上部は斜面下部に比べ，より大きな加速度を受けていると考えられる．したがって，斜面上部に位置し，表土層が厚くかつ地表面形状が遷急点を示すような地点では，基岩層内ならびに表土層内において加速度が大きく増幅される．

10）最大せん断ひずみに関しては，表土層が厚くなるほどせん断ひずみの値が大きくなる傾向を示し，平均表土層厚が約 2m 以上の地点において 8.0×10^{-4} 以上のひずみが発生していた．さらに，縦断曲率が凸型を示す地点においてはさらに大きい 1.0×10^{-3} 以上のひずみが発生していた．以上のことから，最大応答加速度と同様に最大せん断ひずみの値も，平均表土層厚が厚くなるほど表土層と基岩層の境界に発生するせん断ひずみの値は大きくなる傾向を示し，縦断曲率が凸型を示す地点においては，さらに大きなひずみが発生する．

11）山腹斜面における地震動増幅特性には，地形形状のみならず表土層厚分布が大きな影響を及ぼしていることが確認された．このような山腹斜面における地震動の応答特性が，地震時に山腹斜面上部の遷急点付近で崩壊が多発する大きな要因といえる．また，地震時には崩壊しなかった斜面でも，このような地形条件ならびに表土層厚分布を有する斜面であれば，地震動の影響を受けているといえ，そのような斜面が地震後の降雨によって崩壊したと考えられる．また，地震後の降雨による斜面崩壊地の地形的特

徴が，最終的な誘因が降雨であるにもかかわらず，降雨による斜面崩壊地の特徴よりも地震による斜面崩壊地の特徴と似た傾向を示すのも，このことが原因であろう．

12）地震後の降雨により発生した斜面崩壊地に地震動が及ぼす影響として，土の強度特性に着目し，実験的検討を行った．土粒子間の骨格構造破壊に伴うせん断強度低下を調べるため，不撹乱土を「骨格構造を有する土」，撹乱土を「骨格構造を有さない土」として，それぞれのせん断強度を現場一面せん断試験により求め，比較を行った．その結果，不撹乱状態から撹乱状態になることにより，せん断強度が低下した．これは，土が乱されることにより，土粒子間の骨格構造が破壊され，その結果，土粒子同士の結合力である粘着力が低下したことに起因するものであった．

13）供試体としての扱いやすさの観点から，土粒子間の骨格構造を人為的に生じさせることにより不撹乱状態のまさ土を模した石こう混じり供試体を用いることとした．この供試体が有する力学特性を調べるため，一軸圧縮試験を行なった結果，石こう混じりまさ土供試体は，飽和度の値を調整することで，同程度の強度特性をもつ供試体となり，一軸圧縮強度の値も過去に求められている不撹乱まさ土の一軸圧縮強度と同程度であった．以上の結果ならびに既往の実験結果から，サンプリング困難な不撹乱まさ土供試体の代用として石こう混じりまさ土供試体は適切であると判断した．

14）地震動が土の強度特性にどのような影響を及ぼすのかを調べるため，繰返し三軸圧縮試験装置を用いて，加振前後のせん断強度がどのように変化するのかを検討した．具体的には，繰返し荷重を地震動と想定し，繰返し荷重を与えた後で圧密排水（CD）試験を行った土と繰返し荷重を与えない状態で試験を行った土のせん断強度を比較した．さらに，地震後の降雨がせん断強度にどのような影響を与えるのかについても検討を行った．その結果，繰返し荷重載荷ならびに水浸に伴う飽和度上昇により，せん断強度が低下することが分かった．繰返し荷重載荷を地震の影響，水浸を降雨による影響とし，地震前の無降雨時の強度を基準にすると，地震前には降雨によって土の強度は35%低下するのに対し，地震後には強度が 18%低下し，さらに降雨によって強度が 44%低下し，強度が元の状態の約半分程度になっており，地震による強度低下とその後の降雨による強度低下のため，地震後の降雨時が最も強度が低下した状態となっていたと考えられる．

15）地震後の降雨による斜面崩壊発生のメカニズムとしては，地震動によって生じたせん断ひずみによる土粒子間の骨格構造の破壊に伴う粘着力の低下によりせん断強度が低下し，さらに，その後の降雨により飽和度が上昇し，見かけの粘着力の低下に伴うさらなるせん断強度の低下が起こったと考えられる．特に，表層崩壊のような斜面崩壊の場合には，粘着力の変動が斜面の安定性に及ぼす影響は大きいことから，このような地震動の影響が兵庫県南部地震後の降雨による斜面崩壊を引き起こした要因の 1 つであると思われる．

参考文献

１)建設省六甲砂防工事事務所：崩壊地拡大分布図(1/10,000)，1995.

２)冨田陽子，桜井亘，中庸充：六甲山系における地震後の降雨による崩壊地の拡大について，新砂防，Vol.48，No.6，pp.15-21，1996.

３)田中茂：集中豪雨による斜面崩壊の本質的検討，施工技術，Vol.5，No.11，pp.14-21，1972.

４) Lin, C. W., Shieh, C. L., Yuan, B. D., Shieh,Y. C., Liu, S. H. and Lee, S.Y.：Impact of Chi-Chi Earthquake on the occurrence of landslides and debris flows: Example from The Chenyulan Riverwatershed, Nantou, Taiwan, *Engineering Geology*, vol.71, pp.49-61, 2004.

５)近藤観慈，林拙郎，王文能，沼本晋也，川邉 洋：1999 年台湾集集地震およびその後の豪雨による土砂災害，自然災害科学，Vol.22, No.3，pp.225-270，2003.

６)堀田紀文，康怡慧，執印康裕，魏 聰輝，張 振生，陳 信雄，鈴木雅一：集集地震後の降雨で発生した崩壊に対する地震の影響について－台湾大学渓頭実験林における長期林道補修記録を用いた検討－，新砂防，Vol.58, No.1，pp.3-13，2005.

７)宮崎裕子，千木良雅弘，黒川 潮：2000 年新島・神津島近海地震とその後の降雨による崩壊発生の地質・地形的要因について-流紋岩質溶岩と火砕物からなる斜面の崩壊の例，地形，Vol.26，No.3，pp.205-224，2005.

８)山下祐一：芸予地震後の斜面崩壊の危険度予測と実態，平成 15 年度砂防学会研究発表会概要集，pp.50-51，2003.

９)森脇武夫，小堀慈久，山田良子：呉市における降雨による斜面災害に及ぼす平成 13 年芸予地震の影響，第 49 回地盤工学シンポジウム平成 16 年度論文集，地盤工学会，pp.307-314，2004.

10)沖村孝，鳥居宣之，永井久徳：地震後の降雨により発生した斜面崩壊メカニズムの一考察，建設工学研究所論文報告集，No.40-B，pp.97-114，1998.

11)Okimura, T. and Torii, N.: Post-Quake Mountain Slope Failures Caused by Rainfalls, *Proceedings of The Second JAPAN - IRAN Workshop on Earthquake Engineering and Disaster Mitigation*, pp.77-82, 2000.

12)建設省国土地理院:数値地図表示・閲覧ソフトウェア・マニュアル－数値地図 50m・250m メッシュ（標高）－，日本地図センター，31.p，1994.

13)建設省土木研究所：平成 6 年度地震時の土砂災害防止技術に関する調査業務報告書(その 3)－地震による土砂生産，災害及び対策の検討－，第 2 編大規模土砂移動編，108p.，1995.

14)山崎達雄，大島恒彦，鎌田泰彦，向山広，山内豊聡，徳光善治，藤本広：昭和 42 年 7.9 豪雨災害と地質，第 5 回災害科学総合シンポジウム，pp.73-76，1968.

15)鈴木隆介：地質工学基礎図表集（改訂版），創造社，p.83，1996.

16)井上公夫：第 5 章 地震による土砂移動現象の予測，地震砂防，古今書院，pp.102-120，2000.

17)池谷浩：1978 年伊豆大島近海地震による崩壊の実態，土木技術資料，Vol.20，No.8，pp.27-32，1978.

18)奥園誠之，羽根田汎美，岩竹喜久磨：地震による斜面崩壊の実態，土と基礎，Vol.28，No.8，pp.45-51，1980.
19)江頭進治，中庸充，内田修：斜面崩壊評価に伴う災害危険度の評価法に関する研究，新砂防，Vol.49，No.3，pp.11-19，1996.
20)安江朝光，岩崎敏男，川島一彦，中野公章：斜面の地震応答特性の解析，土木技術資料，Vol.23，No.4，pp.21-26，1981.
21)Okimura, T., Torii, N. and Sugimoto, K.: The seismic amplification effect of topographic conditions and depth of surface soil layer on mountain slope，*Proceedings of Joint workshop on US-Japan Cooperative Research in Urban Earthquake Disaster Mitigation*, pp.169-176, 2003.
22)沖村孝，田中茂：一試験地における風化花こう岩斜面の土層構造と崩壊発生深さに関する研究，新砂防，Vol.33, No.1，pp.7-16，1980.
23)地震工学研究所，構造計画研究所：Super FLUSH/2D 使用説明書 VERSION3.1，155p.，1996.
24)沖村孝，杉本剛康：豪雨による被災危険度評価の一研究－神戸市住吉川上流域を対象として－，土地造成工学研究施設報告，Vol.10，pp.45-81，1992.
25)土木学会編：新体系土木工学 18　土の力学(Ⅲ)，技報堂，第 3 章 土の動的変形特性，pp.242-256，1990.
26)岡田勝也，杉山友康，野口達雄，村石 尚：盛土表層部の土質強度に関する異種のサウンディング試験結果の相関性，土と基礎，Vol.44，No.4，pp.11-16，1992.
27)N 値の話編集委員会編:第 5 章 N 値と地盤定数, N 値の話, 理工図書, pp.121-122, 1998.
28)吉中龍之進，桜井春輔，菊地宏吉編著：第 2 編 岩盤分類各論　第 4 章　岩盤斜面を対象とした岩盤分類，岩盤工学体系[1] 岩盤分類とその適用，土木工学社，pp.105-112，1989.
29)宅地盛土耐震調査検討委員会：第 2 回委員会資料，神戸の被災盛土検証検討結果報告，pp.1-21，1996.
30)申潤植：テーマ 1 斜面の安定問題に関る基礎概念，地すべり工学－理論と実践－，山海堂，pp.58-59，1989.
31)土質工学会編:第 10 章 土の動的性質, 土質工学ハンドブック, 土質工学会, pp.345-388，1988.
32)沖村孝，鳥居宣之，片山政和，村上岳彦：宅地地盤に発生した地盤変状被害の原因－地震応答解析による解析－，神戸大学都市安全研究センター報告，No.2，pp.1-17，1998.
33)石原研而：土質動力学の基礎，鹿島出版会，303p.，1976.
34)安田勇次，松村和樹，尾崎順一，水山高久，土屋智：動的振動解析による地震時の表層崩壊の発生機構について，平成 15 年度砂防学会研究発表会概要集，pp.190-191，2003.
35)浅野志穂，落合博貴，黒川潮，岡田康彦：山地における地震動の地形効果と斜面崩壊への影響，地すべり，Vol.42，No.6，pp.1-10，2006.
36)Young, A.: Slope profile analysis: the system of best unit, I*nstitute of British Geographers Special Publication*, No.3, pp.1-13, 1971.

37)鳥居宣之，沖村孝，加藤 正司：地震後の降雨による斜面崩壊発生機構に関する実験的検討，土木学会論文集C，Vol.63，No.1，pp.140-149，2007.
38)株式会社マルイ：現場一面せん断試験器取扱説明書，22p.，1999.
39)鳥居宣之，沖村孝，加藤正司，大西哲史，下田潤一，濱沢忠史：繰返し荷重が土のせん断強度に及ぼす影響について, 神戸大学都市安全研究センター研究報告, No.8, pp.39-48, 2004.
40)加藤正司 : 締固めた粘性土の等方応力条件下におけるコラプスとコラプス後のせん断特性，土木学会論文集，No.596，pp.271-281，1998.
41)地盤工学会：土質試験の方法と解説－第一回改訂版－，pp.136-145，2000.
42)青山千影：第 2 章 乱さないまさ土の分類と特性，乱さないまさ土の物理・工学的性質に関する研究，関西大学博士学位論文，pp.8-27，1987.

第５章　結論

大規模な地震発生時には，山麓部の宅地盛土や道路盛土などの盛土斜面での被害事例が数多く報告されている．一方，山地部でも数多くの斜面崩壊が発生し，さらに地震後には降雨によってさらなる斜面崩壊が発生しており，地震を起因とする斜面崩壊としては地震直後に発生する斜面崩壊のみならず，このような地震後の降雨による斜面崩壊も含まれるであろう．このような地震を起因とする盛土や自然斜面における斜面災害の被害軽減を図るためには，対策工等で崩壊発生そのものを食い止める「ハード」的な対策や，危険が迫れば避難する，あるいは危険な区域に人家を造らないなどといった「ソフト」的な災害回避策などの防災・減災対策が必要となる．兵庫県南部地震以降，我が国では大規模な地震の発生頻度が高くなっており，毎年のように各地で地震による人的・物的被害が生じており，地震を起因とする盛土や自然斜面における崩壊発生機構を明らかにし，それらに基づく危険度評価手法により斜面災害危険度を定量的に評価し，評価結果に基づいた適切な防災・減災対策が講じられることが重要である．このような背景から，本論文では，地震を起因とする盛土や自然斜面における斜面災害軽減を図る上で重要となる斜面崩壊発生機構の究明と危険度評価手法を構築することを目指して検討を行った．

各章で得られた結果は，それぞれの章末にまとめているが，以下に要約を記し，本論文の結論とする．

第１章では，地震を起因とする盛土や自然斜面での斜面崩壊に関する研究レビューを行い，本論文の目的と概要を示した．

第２章では，地震時における盛土の安定性評価手法として，残留変位量算定手法に関する検討を行った．まず，残留変位量の簡易算定手法として最もよく用いられているニューマーク法に着目し，この手法に簡易に過剰間隙水圧を算定することのできる方法を組み入れることを検討した．その際，従来用いられてきたニューマーク法では，修正 Fellenius 法により限界水平震度や臨界円を算定していたが，地震時に発生する過剰間隙水圧を考慮する場合，その精度に問題があることを指摘し，臨界円と限界水平震度を算定するのに円弧すべりを想定した極限平衡法の中では，相対的に精度の高い方法として知られている Bishop 法を用いたニューマーク法の提案を行った．また，地震時に発生する過剰間隙水圧の簡易手法として提案されている道路橋示方書と佐藤らによって提案されている手法を用いて，過剰間隙水圧の時刻歴算定モデルを提案した．これらの手法を組み合わせることで，地震時に発生する過剰間隙水圧を考慮した修正ニューマーク法を提案した．本手法の妥当性の検証を兵庫県南部地震時の被災宅地盛土を対象として行った．その際，数種のニューマーク法（従来のニューマーク法，Bishop 法を用いたニューマーク法，過剰間隙水圧の時刻歴を考慮していない Bishop 法を用いたニューマーク法）と動的有効応力解析コード「FLIP」を用いて求められた残留変位量との比較も行った．その結果，ニューマーク法の中では本研究で提案した修正ニューマーク法が最も実被害を良好に再現している結果とな

った．また，動的有効応力解析の結果ともほぼ一致しており，簡便に残留変位量を求めることのできる本手法は，残留変位量算定手法としての有用性が確認できた．

つぎに，盛土の地震時安定性検討における信頼性解析の有用性についての検討を行った．まず，確定地盤モデルを用いて盛土の安定性を検討するためには，詳細な地盤調査結果に基づいた地盤モデルを作成し，解析を行う必要があることを示した．つぎに，事前に検討対象の詳細な地盤情報が得られなかった場合に用いる手法として，確率地盤モデルを用いた信頼性解析を行った．その結果，限られた地盤情報しかない場合でも，信頼性解析を行うことにより，確率論的手法であるため，ある程度の幅を持った結果が得られる結果となるが，詳細な地盤情報が得られた場合と同様の結果を得ることができることを示し，信頼性解析を行うことにより事前に対象の危険性を把握することが可能であることを示した．また，確率地盤モデルを用いた信頼性解析の実務への適用に関する考察を行い，盛土の地震時安定性評価において信頼性解析を行うことの有用性を示した．

第３章では，地震により発生した山腹斜面崩壊地の実態ならびに斜面崩壊発生危険度評価手法の提案を行った．具体的には，まず，兵庫県南部地震時に六甲山系で発生した山腹斜面崩壊を対象として地形立地解析を行い，過去の地震により発生した斜面崩壊地の特徴や豪雨時に発生する斜面崩壊地の特徴と比較することにより，斜面崩壊地の場の条件としての地形的特徴を明らかした．その結果，兵庫県南部地震による崩壊数としては，小規模なものを含めて 747 カ所であり，その分布の特徴としては，中央区以西の西六甲山系にはほとんど崩壊が発生しておらず，東六甲山系において五助橋断層，芦屋断層および有馬－高槻構造線などの断層系に平行な分布状態で出現していた．また，地形図を用いた地形立地解析を行った結果から，兵庫県南部地震による斜面崩壊地の地形的特徴としては，凸型斜面，直線型斜面，露頭崖の場所で崩壊が発生していたこと，斜面内の上方の場所で崩壊が多発していたこと，斜面傾斜が 35-55°の急傾斜の場所で崩壊が多発していたこと，崩壊方向は，NW→SE 方向が多かったことなどを明らかにした．また，数値標高モデルを用いて，母集団である六甲山系との比較から，崩壊の起こりやすい地形条件を求めた結果，六甲山系における中腹から斜面上方に位置する場所が崩壊しやすい場所であったこと，急傾斜の場所ほど崩壊が発生しやすかったこと，地表面の凹凸が激しい場所ほど崩壊が発生しやすかったこと，斜面崩壊と崩壊方位角との関係については顕著な方向性は見られなかったことを明らかにし，これらの地形的特徴は，過去の地震時に発生した斜面崩壊地の特徴と同様の傾向を示していたことを明らかにした．

つぎに，岩盤斜面において地震時に発生しやすい崩壊様式であるトップリング型崩壊に着目し，この崩壊様式の斜面崩壊危険度評価手法の提案を行った．具体的には，Goodman and Bray が提案している階段状の基盤に生じるトップリングの極限平衡解析モデルに震度法を適用することで，地震時の崩壊発生危険度評価手法の提案を行った．本手法では，極限内部摩擦角と水平震度との関係から，その斜面が有する内部摩擦角における極限平衡状態となるような水平震度を求めることができ，さらにその時の各ブロックの挙動（すべりブロック，トップリングブロック，安定ブロック）をも表すことが可能であることを示した．また，本手法を兵庫県南部地震により発生したトップリング型崩壊が発生した斜面に

対して適用させた結果，地震時に発生したトップリング型斜面崩壊を再現することができた．以上のことから，本提案手法を適用することにより簡便に地震時のトップリング型崩壊の発生危険度を評価でき，節理が発達した硬岩から成る急勾配の岩盤斜面における地震時の斜面崩壊危険度評価手法として有用であることを示した．

第４章では，地震後の降雨による斜面崩壊は，崩壊発生の最終的な誘因は降雨であるが，地震動が大きく影響したと考えられるため，地震動が地震後の降雨による斜面崩壊発生に及ぼした影響について検討を行った．具体的には，まず，兵庫県南部地震後の降雨により崩壊した斜面崩壊地の地形立地解析を行い，崩壊発生場所の地形的特徴を明らかにした．その結果，兵庫県南部地震後から平成 7 年（1995）年 10 月末まで約 10 ヶ月の間に，地震による崩壊数を上回る 938 ヵ所の山腹斜面崩壊が発生しており，それらは，90%以上が新規崩壊として発生していたことを示した．また，兵庫県南部地震後の降雨により発生した崩壊地の地形分類の特徴として，縦断形状では直線型，横断形状としては平行型の斜面で崩壊が数多く発生していたこと，縦横断形状の両者を考慮した場合，凸型斜面と尾根型斜面，直線型斜面が合成して形成される斜面での崩壊発生率が高かったこと，従来の降雨時の崩壊地に比してより急傾斜の場所で崩壊が多発していたことを明らかにし，兵庫県南部地震後の降雨により発生した崩壊地の地形分類の特徴としては，地震を誘因とする崩壊地の特徴に近い結果であったことを述べた．また，母集団である六甲山系との比較からも，六甲山系における中腹から斜面上方に位置する場所において崩壊が発生しやすかったこと，兵庫県南部地震と比較すると緩傾斜の場所においても崩壊が発生しているが，全体の傾向としては，従来の降雨時の崩壊地に比してより急傾斜の場所で崩壊が発生しやすかったことを示し，兵庫県南部地震後の降雨により発生した崩壊地は最終的な誘因は降雨であるにもかかわらず，むしろ地震を誘因とする崩壊地の特徴に近い結果であったことを明らかにした．このことから，地震動の影響を受けたが崩壊には至らなかった斜面がその後の降雨により崩壊したため，これらの地形形状を示す場所での崩壊率が高くなった可能性を指摘した．

つぎに，兵庫県南部地震およびその後の降雨により崩壊した斜面ならびに非崩壊斜面を対象として，地震応答解析を行い，これらの斜面内における地震応答特性を比較検討することにより，地震動がこれらの斜面に及ぼす影響の違いを検討するとともに，斜面形状や表土層厚分布が地震応答特性に及ぼす影響についても検討を行った．その結果，兵庫県南部地震により崩壊が発生していた斜面では，斜面内でも特に地震動が大きく作用した場所において崩壊が発生していたこと，地震後の降雨により崩壊が発生した斜面でも，地震によって崩壊した箇所と比較すると小さいが，斜面内において地震動の影響を大きく受けた箇所で崩壊が発生していたことを示した．一方，非崩壊斜面では，崩壊斜面に比して地震動の影響が小さい場合と崩壊斜面と同程度の地震動が作用している場合が見られ，後者の場合は傾斜，降雨の集水性，植生といった他の要因により，地震動の影響を受けたにもかかわらず，地震後の降雨により崩壊には至らなかったことを述べた．また，地形形状ならびに表土層厚が山腹斜面における地震動応答特性に及ぼす影響の定量的評価を行った結果，山腹斜面における地震動増幅特性には，地形形状のみならず表土層厚分布が大きな影響を

及ぼしていることを明らかにし，このような山腹斜面における地震動の応答特性が，地震時に山腹斜面上部の遷急点付近で崩壊が多発する大きな要因であることを指摘した. また，地震時には崩壊しなかった斜面でも，このような地形条件ならびに表土層厚分布を有する斜面であれば，地震動の影響を受けていたことが考えられることから，そのような斜面が地震後の降雨によって崩壊したとし，さらに，地震後の降雨による斜面崩壊地の地形的特徴が，最終的な誘因が降雨であるにもかかわらず，降雨による斜面崩壊地の特徴よりも地震による斜面崩壊地の特徴と似た傾向を示すのも, このことが原因であることを指摘した.

最後に，地震後の降雨により発生した斜面崩壊地に地震動が及ぼす影響として，土の強度特性に及ぼす影響に着目し，一面せん断試験機ならびに繰返し三軸圧縮試験機を用いた実験的検討を行い，地震後の降雨による斜面崩壊発生メカニズムの考察を行った．まず，土粒子間の骨格構造破壊に伴うせん断強度低下を調べるため，不撹乱土を「骨格構造を有する土」，撹乱土を「骨格構造を有さない土」として，それぞれのせん断強度を現場一面せん断試験により求め比較を行った結果，不撹乱状態から撹乱状態になることにより，せん断強度が低下し，これは，土が乱されることにより，土粒子間の骨格構造が破壊され，その結果，土粒子同士の結合力である粘着力が低下したことに起因するものであることを指摘した．つぎに，繰返し三軸圧縮試験装置を用いて，繰返し荷重を地震動と想定し，繰返し荷重を与えた後で圧密排水（CD）試験を行った土と繰返し荷重を与えない状態で試験を行った土のせん断強度を比較することにより，加振前後のせん断強度がどのように変化するのかを検討し，さらに，地震後の降雨がせん断強度にどのような影響を与えるのかについても検討を行った．その結果，繰返し荷重載荷ならびに水浸に伴う飽和度上昇により，せん断強度が低下することが分かった．繰返し荷重載荷を地震の影響，水浸を降雨による影響とし，地震前の無降雨時の強度を基準にすると，地震前には降雨によって土の強度は35%低下するのに対し，地震後には強度が 18%低下し，さらに降雨によって強度が 44%低下し，強度が元の状態の約半分程度になっており，地震による強度低下とその後の降雨による強度低下のため，地震後の降雨時が最も強度が低下した状態となっていたことを明らかにした．以上のことから，地震後の降雨による斜面崩壊発生のメカニズムとしては，地震動によって生じたせん断ひずみによる土粒子間の骨格構造の破壊に伴う粘着力の低下によりせん断強度が低下し，さらに，その後の降雨により飽和度が上昇し，見かけの粘着力の低下に伴うさらなるせん断強度の低下が起こったと考察し，特に，表層崩壊のような斜面崩壊の場合には，粘着力の変動が斜面の安定性に及ぼす影響は大きいことから，このような地震動の影響が兵庫県南部地震後の降雨による斜面崩壊を引き起こした要因の 1 つであることを述べた.

以上，地震を起因とする盛土や自然斜面における斜面崩壊発生機構の解明ならびにその危険度評価手法の構築を行った．本論文で提案した危険度評価手法は，いずれも簡便手法であり, 高度な数値解析法に比べ厳密性は劣るが, 入力物性値の設定も非常に容易であり，かつ結果の解釈もしやすく，さらに実被害も比較的良好に再現できていることから，盛土ならびに自然斜面の危険度評価手法として十分有効な手法であるといえる．また，地震ならびにその後の降雨による斜面崩壊発生機構の解明としては，六甲山系で発生した斜面崩

壊地を対象に検討を行っており，六甲山系特有の地質条件（花崗岩あるいはまさ土）を反映している可能性は否定できない．しかし，六甲山系で発生した斜面崩壊地の地形的特徴は，他の地域で発生した過去の地震に伴う斜面崩壊地の特徴と同様の傾向を示しており，他地域においても，本研究で用いたような地形的特徴を表現する指標を用いて対象地域の地形条件を調べることが，地震時に崩壊発生の可能性の高い斜面の抽出する際に有用であると思われる．一方，地震後の降雨による斜面崩壊に関しては，異なる地質条件の場合には，本論文で考察した地震動の影響（土粒子間の骨格構造の破壊に伴う粘着力の低下によるせん断強度低下）とは異なるメカニズム（例えば，クラック発生等による雨水の浸透過程の変化）でも崩壊が発生する可能性が想定される．しかしながら，地震後の降雨による斜面崩壊地に地震動が及ぼした影響に関して，本研究で行ったような解析ならびに実験の観点からの研究は行われておらず，今後は本研究で行ったような検討方法が他の地質条件の場所で発生した地震後の斜面崩壊発生機構の解明の参考になると思われる．

最後に，本論文が地震による盛土ならびに自然斜面の崩壊による被害の防止ならびに軽減の一助になることを願ってやまない．

謝　辞

本論文は，神戸大学自然科学系先端融合研究環都市安全研究センターの沖村孝教授のご指導のもとに実施してきた主たる研究成果を取りまとめたものであります．本研究の遂行ならび本論文の執筆にあたっては，多くの方々のご指導ならびにご支援を賜りました．

沖村孝先生には，本研究の遂行ならび論文をとりまとめるにあたり，懇切かつ熱心なご指導ならびにご助言を賜りました．また，筆者が卒業研究で先生の研究室に配属されてから今日に至るまで，公私にわたる温かいご指導とご鞭撻を賜るとともに，研究に対する姿勢について多くを学ばせて頂きましたことを，心より感謝申し上げます．

神戸大学自然科学系先端融合研究環都市安全研究センター教授の田中泰雄先生，飯塚敦先生には，本論文の審査をご担当していただき，論文作成にあたり有益なご助言を賜りました．ここに深く感謝いたします．

京都大学名誉教授の奥西一夫先生には，地形データの定義に関して適切かつ有益なご助言を賜りました．神戸大学大学院工学研究科教授の澁谷啓先生には，様々な面で温かく見守って頂き，筆者の高校の先輩でもあったことから，時には厳しく叱咤激励してくださいました．神戸大学大学院工学研究科准教授の加藤正司先生には，研究室のゼミを通して，土質実験に関する貴重なご助言を数多く頂きました．神戸大学大学院工学研究科技術室の市成準一技術専門職員には，研究上の様々な局面において常に惜しみないご協力を賜りました．ここに厚く御礼申し上げます．

沖村研究室卒業・修了生の永井久徳氏，大西哲史氏，枺本和彦氏，下田潤一氏をはじめとする「自然斜面研究チーム」の諸氏，豊福亮氏，田中博文氏をはじめとする「盛土斜面研究チーム」の諸氏には，修士論文，卒業研究を通して本研究の遂行にご協力頂きました．ここに記して謝意を表します．

最後に，研究者として出発してから約 10 年間，いろいろな面で支えてくれた妻の美香といつも笑顔で癒してくれた愛娘の沙妃と芽以に心から感謝いたします．